

# DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

FÉVRIER 1960

Treizième année, N° 146

## SOMMAIRE

	Pages
J. BOUVIER, <b>Étude et perfectionnement d'une technique du béton immergé</b> . . . . .	149
Série : Béton. Béton armé (55)	
J. COLLARDET, <b>Le bois dans les panneaux de façade et les murs-rideaux</b> . . . . .	181
J. CAMPREDON, <b>Charpentes collées</b> . . . . .	191
Série : Matériaux (18)	
M. de LESTRADE, <b>Le " temps " mesure et facteur de productivité dans les travaux d'installations électriques</b> . . . . .	197
Série : Équipement technique (68)	
<b>Documentation technique réunie en octobre 1959</b> . . . . .	211
Série : Documentation technique (146)	
<b>Cuves et réservoirs en béton armé</b> . . . . .	227
Série : Théories et méthodes de calcul (37)	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES  
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE

6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI<sup>e</sup>)

### En supplément

NOTES TECHNIQUE ET D'INFORMATION

N. I. 58. — Valeur du symbole  $G_1$ .

N. T. 50. — Tassements des sols. Oedomètres.

LABORATOIRES DU BATIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS

12, RUE BRANCION, PARIS (XV<sup>e</sup>)

BUREAU SECURITAS

4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I<sup>er</sup>)

CENTRE D'INFORMATION ET DE  
DOCUMENTATION DU BATIMENT

100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI<sup>e</sup>)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics

(Société à responsabilité limitée au capital de 30 000 NF)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI<sup>e</sup>

Tél. : KLÉber 48-20



## ANNONCES

### SOCIÉTÉ INTERNATIONALE DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATIONS Cinquième Congrès international Paris — 17-22 juillet 1961

Le dessein poursuivi par ce V<sup>e</sup> Congrès est de confronter toutes les idées nouvelles en matière de mécanique des sols et de provoquer leur discussion entre les spécialistes de toutes les parties du monde, appelés ainsi à mieux se connaître et à travailler en commun.

Le Congrès est organisé à l'intention des membres de la Société internationale. Toutefois, les personnes qui s'intéressent aux travaux du Congrès, soit en raison de leurs applications pratiques, soit parce qu'elles appartiennent à la recherche ou à l'enseignement, pourront se faire inscrire à titre personnel, sous l'égide du Comité national de leur pays ou d'un pays ami.

Le programme du V<sup>e</sup> Congrès, établi par le Comité français de Mécanique des Sols, en accord avec le Bureau de la Société internationale, comportera des séances techniques, des visites de laboratoires ou de chantiers importants, et des réceptions.

Un programme spécial sera organisé pour les dames.

Les communications que sont invités à présenter les membres de la Société internationale devront être originales et inédites et seront classées dans une des six sections techniques définies lors du Congrès de Londres comme suit :

1. Propriétés des sols. Leur détermination.
2. Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélèvement d'échantillons.
3. Fondations.
  - 3 A. Généralités et fondations autres que les fondations sur pieux.
  - 3 B. Les pieux et les fondations sur pieux.
4. Routes, pistes d'envol et voies ferrées.
5. Efforts exercés par les sols sur les ouvrages.
6. Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.
7. En outre, dans une septième section, seront englobés les problèmes ne trouvant pas leur place dans les six premières.

Les communications choisies devront être déposées par leur auteur auprès de son Comité national avant la date fixée par ce dernier. Ce Comité national, après avoir examiné leur présentation enverra trois exemplaires des communications avec toutes les figures au Comité d'Organisation avant le 1<sup>er</sup> août 1960.

Les communications ne seront pas acceptées après cette date.

Pour tous renseignements complémentaires s'adresser au général Caminade, Secrétaire général du Comité d'Organisation du V<sup>e</sup> Congrès, 23, rue de Cronstadt, Paris (15<sup>e</sup>).

### ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION Normalisation Internationale Nombres Normaux

Le Comité Technique ISO/TC 19 « Nombres normaux » de l'Organisation Internationale de Normalisation ISO, dont le Comité-Membre français est l'AFNOR, a tenu sa septième réunion à Varsovie du 13 au 15 octobre 1959.

Il est rappelé que les nombres normaux sont les termes arrondis de séries géométriques déterminées, qui permettent de réaliser dans les conditions optimales l'échelonnement des caractéristiques de toute nature telles que dimensions linéaires, volumes, grandeurs électriques, etc...

Treize pays : Allemagne, Autriche, Belgique, France (chargée du Secrétariat), Hongrie, Pays-Bas, Pologne, Royaume-Uni, Suède, Suisse, Tchécoslovaquie, U. R. S. S. et Yougoslavie étaient représentés à cette réunion. La Commission Électrotechnique Internationale avait également délégué un observateur à la réunion.

Le Comité, qui a déjà établi deux recommandations ISO dès maintenant en vente :

ISO/R 3 : Nombres normaux — Séries de nombres normaux,

ISO/R 17 : Guide pour l'emploi des nombres normaux et des séries de nombres normaux,

a adopté comme projet de recommandation ISO un document relatif aux valeurs plus arrondies des nombres normaux.

Il a également recommandé des séries à échelonnement très serré et a inscrit à son programme de travail l'établissement d'un vocabulaire des nombres normaux.

### COMITÉ DE LIAISON

### DES ASSOCIATIONS TECHNIQUES INTERNATIONALES

Pendant les dernières années, plusieurs associations ont été créées s'occupant à peu près des mêmes problèmes, tout particulièrement dans le domaine du béton armé et du béton précontraint. Il s'est avéré nécessaire de coordonner leurs activités et en vue d'étudier les moyens d'une pareille coordination, les représentants autorisés des cinq associations ci-après désignées :

- Association Internationale des Ponts et Charpentes (AIPC);
- Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP);
- Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (RILEM);
- Comité Européen du Béton (CEB);
- International Association of Shell Structures (IASS),

se sont réunis pour la première fois à Zurich, le 24 avril 1958.

Ils ont envisagé de constituer un comité de liaison au sein duquel ces associations :

1<sup>o</sup> apporteraient une définition de leurs objets généraux et de leur champ d'activité;

2<sup>o</sup> étudieraient en commun le programme des réunions qu'elles auraient l'intention de tenir dans les années qui suivent, en précisant les sujets qu'elles se proposent de traiter et les lieux et dates, ainsi que le caractère de ces réunions (ouvertes à quiconque ou limitées sur invitation). Ces échanges de vue devraient permettre d'éviter des empiètements, des doubles emplois et une dispersion excessive;

3<sup>o</sup> étudieraient les moyens d'établir et de publier des rapports de caractère synthétique destinés à l'information mutuelle des membres des cinq associations.

Après accord en règle des cinq Associations, le Comité a été officiellement constitué. Il a tenu deux séances de travail, la première à Zurich le 18 février 1959, la deuxième à Madrid en septembre 1959.

D'utiles échanges de vue ont eu lieu et des progrès ont été enregistrés en ce qui concerne tant l'harmonisation des dates et lieux des réunions des Associations et la communication de l'une à l'autre des questions qu'elles mettent à l'étude, que la publicité à donner à leurs travaux.

### ASSOCIATION FRANÇAISE DE L'ÉCLAIRAGE

#### Journées de la Lumière

Paris, 30 mai — 2 juin 1960

L'A. F. E. a tenu son Assemblée générale le 5 décembre 1959 en présence de son Président d'Honneur, M. Alfred Monnier, entouré du Président M. Robert Blancherie et des Membres du Bureau.

Le rapport moral présenté par le Délégué général, M. Vallat met en relief l'importante réorganisation administrative de l'Association Française des Éclairagistes, son activité (sous forme de visites et conférences), son développement depuis la mise en place l'an dernier d'un secrétariat permanent et ses futurs projets.

L'A. F. E. célébrera à Paris en 1960 le trentième anniversaire de sa fondation : des manifestations spectaculaires dignes de la Capitale sont déjà prévues dans le cadre des « Journées de la Lumière ». Un programme déjà esquissé comportera, outre les exposés scientifiques et techniques, plusieurs soirées où la lumière jouera un rôle de premier plan.

Sur la proposition de M. Blancherie, l'Assemblée générale a modifié le titre du groupement en « Association Française de l'Éclairage » et adopté de nouveaux statuts.

Au cours du banquet traditionnel qui a suivi, M. Ailleret, Président de l'U. T. E., Directeur général adjoint à l'Électricité de France, prononça une brillante allocution et cita notamment quelques chiffres éloquentes concernant la production de l'éclairage sur le plan national.

Enfin, signalons pour terminer que c'est M. Herzog, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, Ingénieur général des Services techniques de la Ville de Paris, qui assumera la présidence de l'A. F. E. pendant les années 1960-1961 et par conséquent celle des Fêtes du Trentenaire, en présence de M. le Ministre de l'Éducation Nationale et de M. le Préfet de la Seine.

Pour tous renseignements complémentaires concernant cette manifestation, s'adresser au siège social de l'A. F. E., 33, rue de Naples, Paris 8<sup>e</sup>. (Tél. Europe 39-79).

(Suite page 3 de la couverture)



## ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

FÉVRIER 1960

Treizième Année, N° 146

---

*Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (55)*

---

**ÉTUDE ET PERFECTIONNEMENT D'UNE TECHNIQUE  
DU BÉTON IMMERGÉ**

par **M. Jean BOUVIER,**  
Ingénieur des Arts et Manufactures

**S O M M A I R E**

<b>Introduction</b> .....	151
<b>Première partie : Étude générale.</b>	
Caractéristiques et phases de fonctionnement d'une goulotte.	153
Pouvoir de rétention d'eau d'un béton frais.....	156
Action de la pesanteur .....	159
Pénétration et émergence d'une goulotte .....	159
Pertes de charge.....	162
Composition du béton immergé.....	164
Conclusions .....	167
<b>Deuxième partie : Dispositions nouvelles.</b>	
But et caractéristiques .....	169
Applications .....	172
Résultats .....	172



## RÉSUMÉ

Après un bref historique et un résumé des conditions usuelles à ce jour pour l'immersion du béton au moyen de goulottes, l'auteur expose l'essentiel d'une étude générale sur les facteurs (et ils sont plus nombreux qu'on ne le pense généralement) qui interviennent au cours des trois phases qui caractérisent une coulée et les conclusions qui s'en dégagent.

L'auteur montre notamment l'importance du pouvoir de rétention d'eau d'un béton (et précise des règles à ce sujet), l'intérêt d'adopter dans chaque cas pour le fonctionnement de l'installation d'immersion, un régime déterminé parmi les trois qu'il définit, et surtout la nécessité de disposer de moyens efficaces de régulation du débit d'écoulement.

L'auteur mentionne ensuite des dispositions nouvelles qui donnent satisfaction à cet égard; il cite enfin, un certain nombre d'ouvrages dans lesquels l'application en a été faite ainsi que les résultats obtenus.

## SUMMARY

After a short historical account, and a summary of the usual practices concerning the casting of concrete under water by the tremie method, the writer sets forth the main points of a general survey of those factors (more numerous than is generally realized) which play a part during the three stages of a pour; he then draws the resulting conclusions.

He stresses in particular the importance, in any underwater concrete, of one factor: its capacity for retaining water; and he specifies some rules in this regard. He shows why it is necessary, for the operation of the underwater casting installation, to stick in each case to one of the three operating regimes which he describes; and most important of all, to have at one's disposal efficient means of regulating the flow of concrete.

The writer then describes several new operating devices and processes which have proved satisfactory in this respect; finally he quotes a number of concrete substructures for the construction of which these processes have been used, and reports the corresponding results.

## INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

Février 1930. — *Bautechnik*.

Die Verwendung von Unterwassergussbeton in Schweden, par F. Trier.

Novembre 1942. — *Engineering News Record*.

Twin Drydocks Constructed Under Water.

Juin 1943. — *Journal of the American Concrete Institute* :

The Properties and Behavior Underwater of Plastic Concrete, par P. J. Malloran et K.-H. Talbot.

Février 1944. — *Journal of the American Concrete Institute* :

Concrete Problems in the Construction of Graving Docks by the Tremie Method, par W. Mack Angas, E. M. Shanley et J. A. Erickson.

Juillet-Août 1947. — *Annales des Ponts & Chaussées* :

Une nouvelle technique américaine du béton coulé sous l'eau, par J. Baudelaire et A. Boulloche.

Août 1951. — *Journal of the Franklin Institute*.

The Valved-tremie applied to subaqueous Concrete Structures, par A. Byron Hunicke.

Juin 1955. — *Construction Methods and Equipment*.

Underwater Concreting, par Ak. Burnham Jr.

Février 1959. — *Journal of the American Concrete Institute*.

Tremie Concrete Controlled with Admixtures, par J. Wayman Williams Jr.



## ÉTUDE ET PERFECTIONNEMENT D'UNE TECHNIQUE DU BÉTON IMMERGÉ

### INTRODUCTION

La notion de fonder un ouvrage dans l'eau par l'immersion d'un mélange de pierres et de mortier, remonte au moins à l'époque de l'empire romain. Un traité de Vitruve <sup>(1)</sup>, rédigé sous le règne d'Auguste, en fait mention ; on y trouve même des indications sur la provenance des éléments pouzzolaniques qu'il convenait de mélanger à la chaux pour obtenir un liant approprié et sur une façon de concevoir l'enceinte étanche de délimitation des massifs de fondation.

La technique du béton immergé au moyen de goulottes, date d'une cinquantaine d'années.

Appliquée en 1906, lors de la construction du Détroit River Tunnel, introduite ensuite dans les pays scandinaves par l'Ingénieur Gunderson, elle s'est rapidement fait connaître sous le nom de procédé « Contractor » <sup>(2)</sup>.

À la base de ce procédé, figure déjà le principe d'une certaine pénétration de la goulotte dans la masse de béton pour ne pas avoir d'écoulement de surface au contact de l'eau, ainsi que celui d'éviter tout déplacement latéral du dispositif d'immersion.

Si on se reporte maintenant à la technique employée au cours de ces dernières années, notamment aux U. S. A. pour différentes réalisations importantes, on peut résumer comme suit les conditions usuelles d'emploi des goulottes pour l'immersion du béton :

Les goulottes sont presque toujours verticales ; leur section est circulaire, d'un diamètre intérieur compris généralement entre 25 et 45 cm.

Elles comportent un dispositif de suspension par l'intermédiaire duquel elles peuvent être levées ou abaissées, indépendamment les unes des autres suivant les nécessités de la coulée, soit par un appareil courant de manutention (grue, portique ou derrick), soit par une installation spéciale (échafaudage avec treuils de manœuvre).

Elles sont coiffées par une trémie d'une certaine capacité, quelquefois, par un simple entonnoir. Dans le premier cas, l'alimentation est le plus souvent intermittente (par bennes, par exemple) ; dans le second cas, elle est continue, ou rendue telle par un organe intermédiaire de distribution du béton.

À quelques exceptions près, la longueur des goulottes est constante, c'est-à-dire que le niveau de la trémie ou de l'entonnoir, et celui du pied de la goulotte varient simultanément de la même quantité pendant une coulée.

Leur nombre est fonction de l'importance de l'ouvrage et des nécessités locales de plus ou moins le fractionner. Il dépend, en outre, du rayon d'action qu'on peut assigner à chaque goulotte.

La vitesse moyenne de montée de la coulée est en général comprise entre 0,75 m et 1,25 m à l'heure.

L'immersion du béton se fait normalement en trois phases : l'amorçage, la formation du bulbe et la coulée proprement dite.

L'amorçage d'une goulotte consiste à créer intérieurement une colonne de béton susceptible de s'opposer efficacement à la pression hydrostatique extérieure, après substitution, s'il y a lieu, à la colonne d'eau correspondante.

Les moyens d'amorçage sont nombreux et très différents dans leur principe : plaques obturatrices de pied avec ou sans commande à distance, tampons coulissants à descente libre ou contrôlée, interposition, à un niveau précis de la goulotte, d'une valve et d'un dispositif de chasse, etc... (fig. 1).

Il y a *formation du bulbe* au pied d'une goulotte, lorsqu'on obtient par expansion une masse homogène dans laquelle la distinction entre les bétons d'âges différents donne lieu à une succession de surfaces séparatives présentant une certaine analogie avec celles d'un bulbe végétal.

Cette formation du bulbe s'obtient par des mouvements alternés de la goulotte dans le sens vertical tout en laissant augmenter progressivement sa pénétration ; ces mouvements ont pour effet de dégager une section annulaire, plus ou moins importante, permettant le passage du béton ; certains dispositifs d'amorçage y contribuent.

La coulée proprement dite correspond à l'épanouissement et au renouvellement du bulbe ; elle s'obtient en maintenant, au fur et à mesure de l'alimentation, la pénétration de la goulotte à une valeur sensiblement constante, et qui est de l'ordre de un à deux mètres suivant les cas.

Elle s'accompagne de la conjonction et de l'interpénétration des bulbes lorsque l'installation se compose de plusieurs goulottes.

<sup>(1)</sup> « De Architectura » par Marcus Vitruvius Pollio (88-26 av. J.-C.).  
<sup>(2)</sup> En fait, on pourrait citer antérieurement des expériences en Angleterre par W. Knipplé en 1856 et des réalisations sur une faible échelle en France par M. Heude en 1885 et aux U. S. A. en 1894.



Comme régime de fonctionnement, on recherche, en général, celui qui correspond à une certaine revanche dans la trémie ou dans l'entonnoir, ou tout au moins le régime pour lequel le niveau supérieur de la colonne de béton est au-dessus du niveau de l'eau à l'extérieur. On admet qu'exceptionnellement, on puisse s'écarter de ce régime, et, avec certains dispositifs, on réalise, par exemple, l'amorçage systématiquement sous un régime qui se rapproche de l'équilibre statique entre la colonne de béton et la charge d'eau extérieure, sauf à revenir au régime de la goulotte sensiblement pleine, immédiatement après, c'est-à-dire avant même d'entreprendre la formation du bulbe.

Toute la difficulté est d'obtenir régulièrement une mise en œuvre satisfaisante du béton au moyen des dispositions qui précèdent.

Aussi, celles-ci s'accompagnent-elles d'un certain nombre de précautions, différentes selon les moyens de mise en œuvre et surtout, suivant ceux qui les utilisent.

C'est ainsi que plusieurs techniciens insistent sur l'importance :

- d'introduire dans les goulottes un béton dont les caractéristiques soient très sensiblement constantes (granulométrie, dosage en ciment et surtout consistance);
- de contrôler la coulée par des équipes de scaphandriers et par des sondages systématiques.

Pour quelques-uns, il convient surtout :

- d'avoir un surdosage notable en ciment;
- de réaliser lentement l'amorçage;
- de contrôler pendant la coulée le niveau de la colonne de béton et de le régler avec un certain doigté.

D'autres estiment, au contraire, que c'est en jouant sur la vitesse d'alimentation qu'on peut encore mieux assurer le régime de fonctionnement souhaitable.

Certains préconisent, enfin, l'emploi de ciments onctueux, de plastifiants ou de retardateurs de prise.

\*\*\*

Pour notre part, différentes réalisations nous ont conduits à reprendre, en partie sur de nouvelles bases, l'étude de l'immersion du béton au moyen de goulottes, et à adopter, en conclusion, un certain nombre de dispositions inédites.

L'exposé qui suit, comporte deux parties :

- la première partie, limitée volontairement à des notions simples, constitue un résumé de notre étude générale, et donne les conclusions qui s'en dégagent;
- une seconde partie traite, au contraire, des dispositions nouvelles auxquelles nous avons été conduits, et de leur application récente dans un certain nombre de cas concrets.

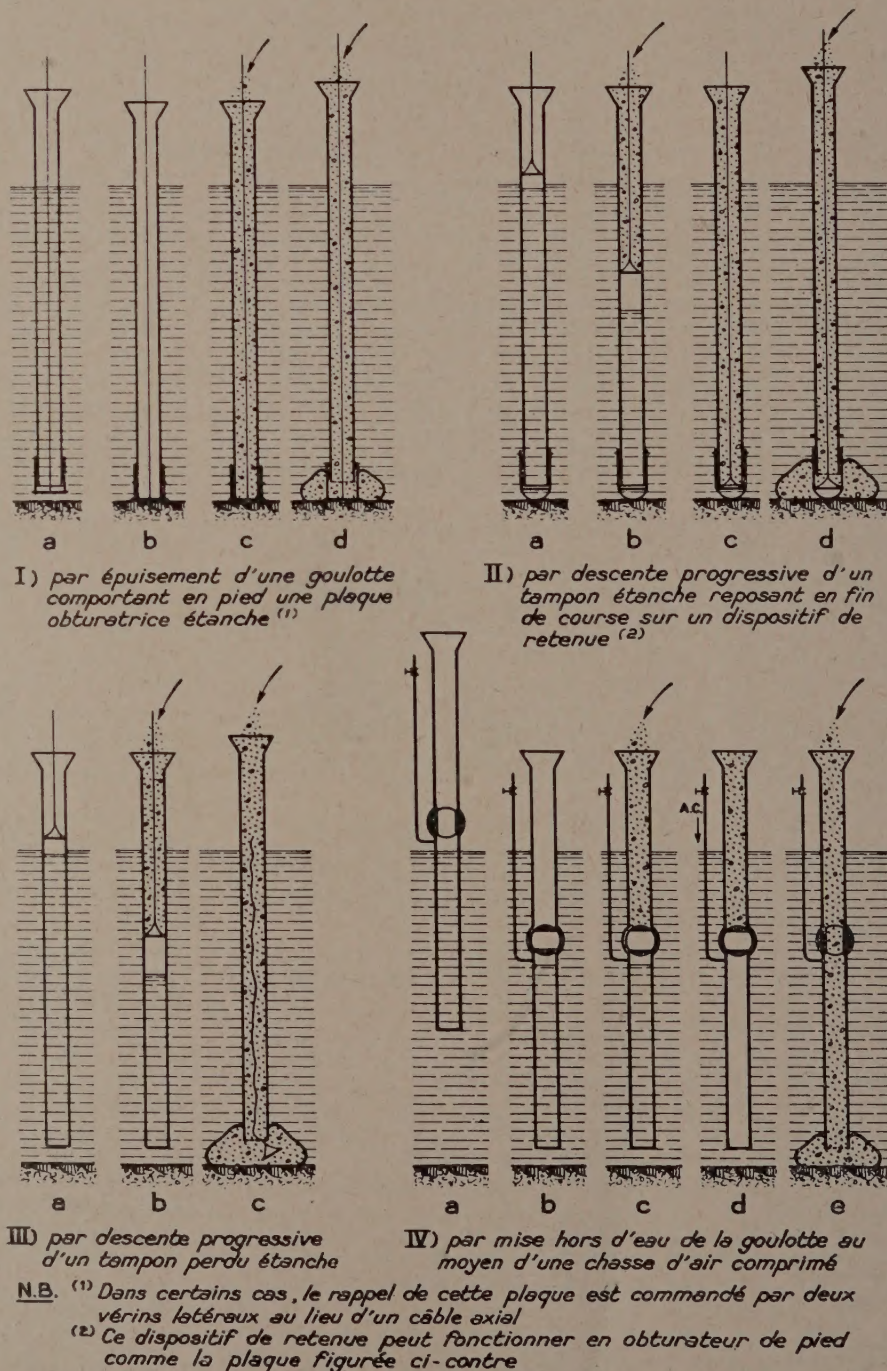


Fig. 1. — Dispositifs usuels d'amorçage.



## PREMIÈRE PARTIE

## ÉTUDE GÉNÉRALE

## CARACTÉRISTIQUES DES GOULOTTES ET PHASES DE FONCTIONNEMENT

Réduite à l'essentiel, une goulotte se compose d'un ou plusieurs éléments tubulaires surmontés par une trémie ou par un simple entonnoir; un dispositif de suspension assure les mouvements verticaux de l'ensemble ou, dans certains cas, de la partie inférieure seulement (fig. 2).

Trois phases en caractérisent le fonctionnement (1) :

- a) l'amorçage;
- b) la formation du bulbe;
- c) la coulée proprement dite.

Nous ne reviendrons pas sur leur définition, mais certaines précisions sont nécessaires dans le cadre de cette étude.

## a) Amorçage

Pour qu'un amorçage soit correct, il faut que la colonne de béton ne présente ni ségrégation, ni délavage, ni même de modification sensible de la teneur en eau.

Un amorçage qui ne remplit pas ces conditions, risque de donner lieu, en fin de coulée, à des défauts locaux de qualité dans la masse du béton immergé; ces défauts se trouvant déjà dans le bulbe provoquent, en outre, des anomalies de formation de celui-ci qui rendent particulièrement délicate la phase de coulée correspondante.

Par ailleurs, le dispositif d'amorçage, de quelque nature qu'il soit, ne doit pas produire d'expulsion brutale de l'air ou de l'eau (afin d'éviter des érosions du fond), ou des surpressions anormales dans les coffrages.

## b) Formation du bulbe

Cette phase (fig. 3) débute par un étalement du béton, le béton frais qui s'écoule poussant horizontalement et vers la périphérie celui qui le précède.

Il en est ainsi jusqu'à ce que, soit par frottement sur le fond, soit par inertie ou par frottement interne, une

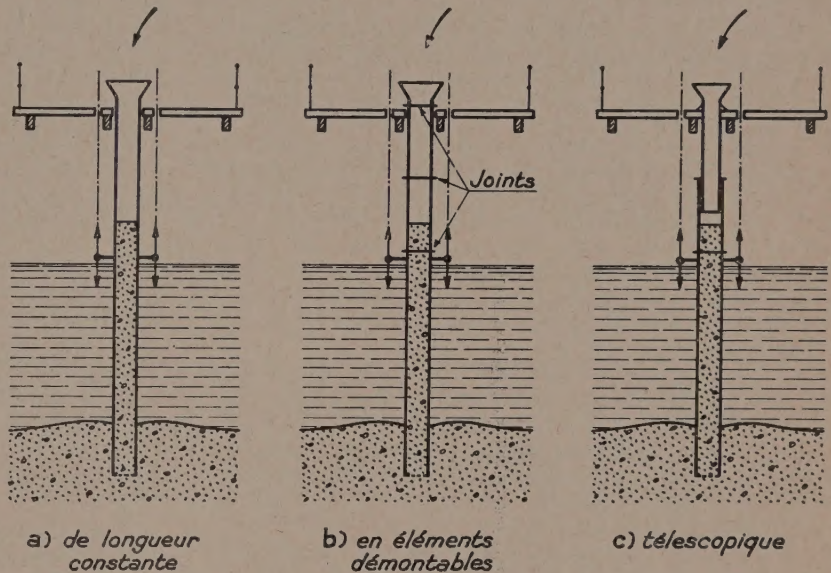
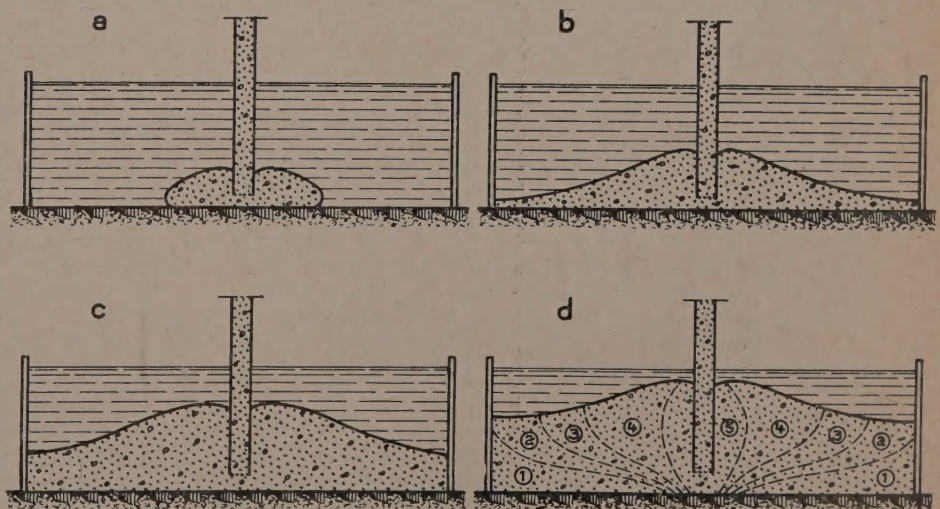


Fig. 2. — Principes et modes de suspension d'une goulotte.



Sur le schéma d les courbes en pointillé correspondent aux surfaces séparatives des bétons d'âges différents à ce stade de la coulée

Fig. 3. — Formation du bulbe.

(1) Dans quelques cas particuliers : faible épaisseur de bétonnage, délimitation trop vaste du volume à bétonner par rapport au débit et à la vitesse de prise du ciment, le flux de béton peut s'écouler sans qu'il y ait à proprement parler de bulbe; des précautions spéciales doivent être prises alors pour obtenir des résultats satisfaisants.



résistance appréciable s'oppose à cette forme d'écoulement. Cette résistance augmente en fonction de la masse en jeu et de sa consistance, et l'on constate alors que, dans tout plan diamétral, les flux de béton changent progressivement de direction, l'inclinaison sur l'horizontale étant d'autant plus accusée que le point considéré est plus proche de la goulotte.

Simultanément, la surface séparative de l'eau et du béton passe du contour d'une galette plate à la forme d'un dôme, dont la partie haute présente un léger infléchissement centré sur la goulotte; sous ce dôme, les forces variables, qui sollicitent chaque masse élémentaire de béton, recherchent constamment leur équilibre.

Comme il s'agit d'un mélange d'agréats, dont chaque élément diffère du voisin par la dimension, la forme ou l'orientation, la recherche de cet équilibre s'accompagne d'une succession de mouvements élémentaires <sup>(1)</sup> orientés tantôt vers le haut, tantôt vers la périphérie; les premiers, qui se traduisent par une montée de la partie centrale du bulbe, durent jusqu'à ce que l'augmentation de poids donne lieu à une rupture d'équilibre par affaissement du béton, ce qui provoque à son tour l'expansion latérale.

Cette forme d'écoulement persiste jusqu'à ce que la pénétration de la goulotte atteigne la valeur propre au cas considéré, pour laquelle le bulbe est véritablement formé conformément à la définition que nous en avons donnée précédemment.

Elle n'est concevable que dans la mesure où le béton immergé demeure homogène et maintient à la base de la goulotte ce qu'on appelle l'*étanchéité de pied*.

Toute disposition qui conduit à un écoulement régulier du béton facilite l'obtention d'un bulbe correct et évite, comme dans la phase précédente, l'érosion des fonds ou les surpressions dans les coffrages.

### c) Coulée proprement dite

La coulée proprement dite s'obtient au fur et à mesure de l'alimentation, par le développement, puis, par la progression ascendante du bulbe ainsi que par la conjonction et l'interpénétration, s'il y a lieu, des différents bulbes entre eux.

À cet égard, chaque coulée pose un cas d'espèce.

Compte tenu du rayon d'action propre à chaque goulotte, la position et le nombre des goulottes dépendent de la section horizontale du volume à bétonner, de sa forme, de la présence éventuelle d'armatures ou de pièces métalliques diverses à enrober.

L'ordre dans lequel les goulottes interviennent diffère également d'un cas à l'autre.

L'ordre usuel est de commencer par une extrémité, dans le cas d'une seule file de goulottes et de mettre celles-ci en route successivement lorsque chacune est atteinte en pied par l'étalement du béton provenant de la précédente. Mais il peut en être tout autrement pour un certain nombre de raisons particulières (présence d'un ou plusieurs points bas, obstacles locaux à contourner, etc...) et dans le cas de plusieurs files de goulottes, le problème est encore différent.

Dans cette phase encore, un écoulement régulier du béton répond mieux à une mise en œuvre satisfaisante du béton immergé que toute autre forme d'écoulement.

La coulée se termine par le désamorçage de chaque goulotte, c'est-à-dire, sauf émergence finale du béton, par la substitution d'une colonne d'eau à une colonne de béton. Quoique bien moins importante que l'amorçage, cette dernière opération doit être conduite méthodiquement si l'on veut éviter toute perte de béton et obtenir un état de surface convenable à l'aplomb de chaque goulotte.

Dans les phases précédentes, les forces susceptibles d'entrer en jeu sont les suivantes :

- d'une part, dans le sens du mouvement : le poids et la force vive du béton déjà contenu dans la goulotte ou en cours d'introduction (*forces actives*) ;
- d'autre part, et agissant en sens contraire : la charge d'eau extérieure et, éventuellement, son inertie, les pertes de charge dues au frottement latéral ou interne du béton dans la goulotte, celles qui résultent de l'effet d'ajutage ou d'étranglement à la base de cette dernière, enfin la résistance au déplacement ou à la déformation d'une partie du béton déjà coulé que ce soit par la charge que celui-ci exerce au niveau inférieur de la goulotte, par inertie propre, ou par frottement interne (*forces passives*).

Dans chaque problème de coulée, à l'équilibre des forces correspond une hauteur déterminée de la colonne de béton, et le niveau auquel cette colonne se maintient ne varie pratiquement pas tant que le régime d'écoulement correspondant à cet équilibre reste le même.

Ce niveau dépend alors uniquement de l'importance, en valeur absolue, des forces en présence.

Si le rapport des forces vient à varier, le niveau se déplace pour se stabiliser ensuite au niveau correspondant au nouvel équilibre.

Parmi les niveaux que peut prendre la partie supérieure de la colonne de béton, il en est deux qui ont une importance particulière quelle que soit la coulée.

Pour les définir, reportons-nous à la figure 4 dans laquelle  $H$  désigne la hauteur d'eau à l'extérieur et  $h$  la hauteur de la colonne de béton dans la goulotte, mesurées toutes deux par rapport à la surface séparative entre l'eau et le béton.

Le premier de ces niveaux est celui pour lequel la hauteur de la colonne de béton  $h$  est égale à la hauteur  $H$  de l'eau à l'extérieur. Il permet de considérer le béton comme un

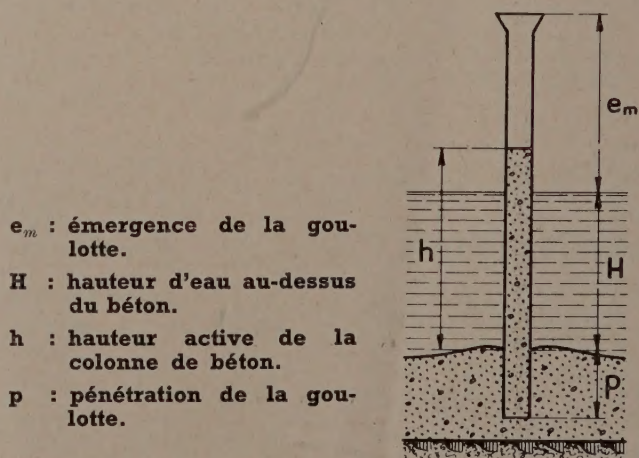
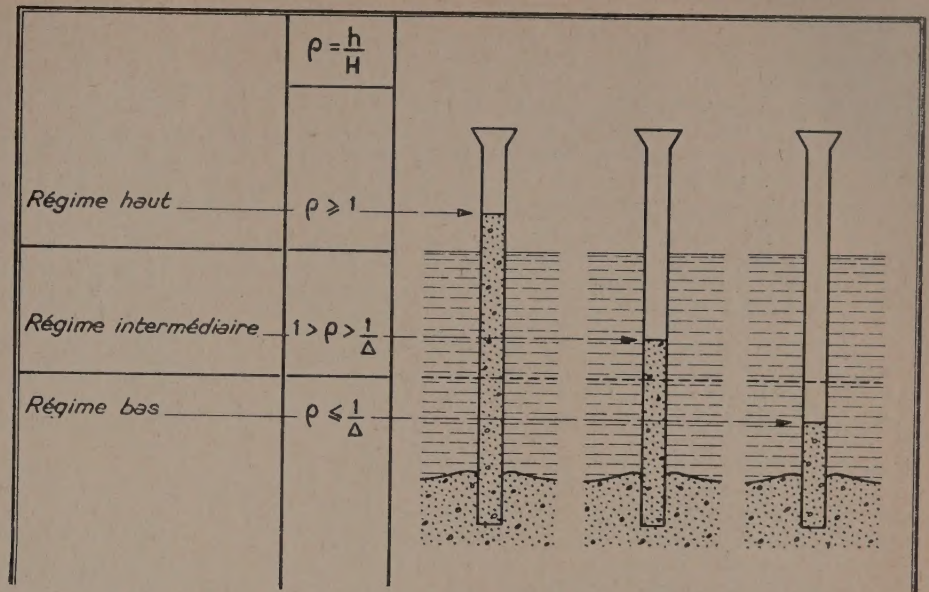


Fig. 4. — Notations principales.

<sup>(1)</sup> Ces mouvements sont d'autant plus faibles que l'alimentation est plus régulière et plus fractionnée et que le débit d'écoulement est lui-même bien contrôlé.



Fig. 5. — Définition des différents régimes de fonctionnement.



ensemble de constituants parmi lesquels l'eau, prise isolément, se trouve en *équilibre hydraulique*. Il marque donc la limite au-dessous de laquelle il n'y a pas de coulée possible sans que le béton ait un *pouvoir effectif de rétention d'eau*.

Le second correspond à  $h = \frac{H}{\Delta}$ ,  $\Delta$  étant la densité du béton.

Il représente l'*équilibre statique* entre l'eau d'une part, et le béton considéré comme une masse homogène et fluide, d'autre part. En régime d'écoulement uniforme, il constitue normalement le niveau minimum possible du béton <sup>(1)</sup>.

Ces deux valeurs de  $h$  étant dans le rapport des poids spécifiques du béton et de l'eau, aucune coulée n'est possible sans qu'intervienne d'une manière effective et parfois très importante, l'un ou l'autre des facteurs suivants (et plus souvent les deux) : forces passives, d'une part ; rétention d'eau, d'autre part.

Ces deux niveaux nous permettent, en outre, de distinguer différents régimes de fonctionnement, au cours des phases d'une coulée.

Nous appellerons par la suite :

- *régime haut*, tout régime qui conduit à un niveau moyen de la colonne de béton correspondant sensiblement à  $h = H$  ou qui lui soit supérieur ;
- *régime bas*, tout régime pour lequel ce niveau correspond sensiblement à  $h = \frac{H}{\Delta}$  ou lui est inférieur ;
- *régime intermédiaire*, tout régime dont le niveau de la colonne de béton ne répond à aucune des définitions précédentes.

Si  $\rho$  désigne le rapport  $\frac{h}{H}$ , le champ d'action des régimes

ainsi définis se résume comme l'indique le tableau de la figure 5.

Nous verrons que, sous certaines conditions, ces trois régimes sont possibles et quels sont leurs avantages ou leurs inconvénients.

Avant d'en terminer avec ces considérations générales, il nous reste toutefois à préciser la notion de débit et à signaler la possibilité d'oscillations, sous certaines conditions, du niveau de la colonne de béton.

Sous le terme de *débit unitaire* d'une goulotte, on désigne, en général, son *débit moyen* d'alimentation ou d'écoulement.

Par contre, en ce qui concerne le *débit instantané*, il convient de faire la distinction entre celui d'alimentation et celui d'écoulement, car s'il y a peu de différence de l'un à l'autre lorsque la goulotte fonctionne sous une alimentation continue ou sensiblement telle, il en est tout autrement dans le cas d'une alimentation intermittente.

Le *débit moyen* d'une goulotte doit être en rapport avec la section horizontale de l'ouvrage, avec les conditions de prise du béton mis en œuvre <sup>(1)</sup>, enfin avec le nombre de goulottes, ce dernier résultant lui-même, dans une certaine mesure, du rayon d'action susceptible d'être affecté à chacune d'elles, compte tenu, s'il y a lieu, des obstacles ou cheminements singuliers <sup>(2)</sup>.

De son côté, le *débit instantané d'écoulement* d'une goulotte dépend de sa section et des conditions d'équilibre entre forces actives et passives, c'est-à-dire du régime de fonctionnement ; il est donc susceptible d'assez larges variations, et le maximum qu'il puisse atteindre, toutes choses égales par ailleurs, correspond, sauf en période d'oscillation dont nous parlerons plus loin, au fonctionnement en goulotte pleine.

Enfin, le *débit global moyen* d'une installation de coulée doit tenir compte des possibilités locales de production en béton.

<sup>(1)</sup> Ou, plus exactement, comme nous le verrons plus loin, avec la maniabilité du béton à l'introduction dans la goulotte et avec la vitesse à laquelle cette maniabilité diminue après l'immersion.

<sup>(2)</sup> Il est admis que pendant l'amorçage et pendant le début de formation des bulbes, ce débit moyen soit sensiblement réduit, ce qui est possible, car un même diamètre de goulotte peut convenir, sous certaines conditions, à de larges variations de débit.

<sup>(1)</sup> Exceptionnellement et toujours en régime uniforme, le niveau du béton peut être au-dessous de ce minimum ; c'est lorsque la hauteur de chute du béton dans la goulotte donne lieu à une force vive dont l'effet est supérieur à celui de l'ensemble des pertes de charge (coulées à très grandes profondeurs dans une goulotte de grand diamètre, par exemple).



En raison des relations qui existent entre ces différentes formes du débit, tout cela conduit, en général, à rechercher un compromis entre les conditions qui précèdent, en modifiant, par exemple, les bases de détermination des débits moyens de chaque goulotte, soit par fractionnement vertical du volume à bétonner, soit en jouant sur la vitesse de prise du ciment, par un choix judicieux de celui-ci ou par l'emploi de retardateurs.

Toute variation sensible du débit instantané d'écoulement d'une goulotte<sup>(1)</sup> apporte une perturbation dans l'équilibre des flux de béton qui se développent à sa sortie, ce qui entraîne des cheminements nouveaux pouvant créer des défauts d'homogénéité.

En tout état de cause, elle va de pair avec une variation du niveau supérieur de la colonne de béton.

Parfois, ce niveau varie dans de telles proportions qu'il peut se situer momentanément au-dessous du niveau correspondant à l'équilibre statique défini par  $h = \frac{H}{A}$ .

Par analogie avec ce qui se passe en hydraulique, la colonne de béton se trouve alors en *oscillation basse*, c'est-à-dire que cette situation peut être suivie par quelques alternances de niveau s'amortissant jusqu'à un nouvel état d'équilibre.

Si l'oscillation basse est assez forte pour que le niveau inférieur de la goulotte soit atteint, il y a désorganisation du béton qui l'entoure lorsque la pénétration de la goulotte dans ce béton est insuffisante, d'où irruption d'eau. On dit alors que la goulotte se « désamorce ».

La pratique, encore courante, qui veut qu'on assure dans ce cas, une alimentation forcée de la goulotte en faisant appel à une réserve importante de béton, n'est qu'un palliatif très imparfait, car de toute manière, les oscillations engendrent un brassage de la masse, nuisible à son homogénéité, et bien des mécomptes auxquels le béton immergé a donné lieu, viennent de là, même lorsque l'amorçage initial était obtenu correctement.

Si la pénétration de la goulotte est notable, l'oscillation basse se trouve freinée par l'inertie d'une partie de la masse déjà coulée, puis rapidement amortie pour la même raison. Du fait que l'écoulement n'intéresse la coulée qu'à une certaine profondeur, les risques de désorganisation du béton, sans disparaître tout à fait, sont alors très sensiblement atténués.

Dans une goulotte, et cela plus particulièrement jusqu'à l'obtention du bulbe, la régularité du débit d'écoulement est donc une condition essentielle pour obtenir une exécution correcte du béton immergé. Nous verrons plus loin comment ce résultat peut être obtenu. Notons toutefois déjà, qu'il est d'autant moins difficile d'y parvenir que le débit d'alimentation est lui-même régulier.

Cette condition n'est pas indispensable, mais une alimentation fortement intermittente (alimentation directe par benne, par exemple), rend très difficile l'obtention d'un débit régulier à la base de la goulotte, surtout avec les moyens de régulation usuels jusqu'à ce jour. Pratiquement, comme le montrera mieux la suite de cet exposé, ce dernier mode d'alimentation n'est concevable qu'en régime haut à goulotte pleine, et encore dans ce cas, n'obtient-on pas, surtout jusqu'à formation du bulbe, un débit d'écoulement régulier avec certitude.

<sup>(1)</sup> Ces variations résultent en général, d'une modification dans le débit instantané d'alimentation ou, comme nous l'avons déjà mentionné, d'un changement dans le rapport des forces en jeu.

## POUVOIR DE RÉTENTION D'EAU D'UN BÉTON FRAIS

Les conditions dans lesquelles il y a *rétention d'eau* par le béton immergé sont différentes selon qu'il s'agit de l'amorçage et du début de formation du bulbe ou de la coulée proprement dite.

Dans le premier cas, on se trouve en présence d'une colonne de béton dont la surface de contact « eau-béton » se situe au pied de la goulotte ou dans un voisinage immédiat; les cheminements d'eau possibles dans le sens ascendant n'intéressent donc que cette colonne, pratiquement.

Dans le second cas, la goulotte plonge dans la masse déjà coulée et si la mise en œuvre est correctement conduite, il y a contact effectif du béton avec sa paroi extérieure sur une certaine hauteur; la surface de contact « eau-béton » est alors uniquement celle de la masse elle-même et les cheminements d'eau possibles doivent d'abord passer dans la masse déjà coulée avant d'intéresser, en remontant, la colonne de béton.

Si, au contraire, des perturbations se sont produites pendant la coulée (mouvements brusques de la goulotte laissant une empreinte dans la masse sous la forme d'un vide annulaire, alimentation brutale crevassant le bulbe), les conditions de cheminement d'eau sont alors sensiblement celles d'une goulotte à l'amorçage.

En cours de coulée, il est possible de se rendre compte si des cheminements d'eau ont tendance à se produire; il suffit d'interrompre un certain temps l'alimentation (par exemple par permutation des goulottes en service lorsqu'il y en a plusieurs) et d'observer la surface supérieure de la colonne de béton.

Toutes les constatations que nous avons pu faire dans ce domaine sont absolument concordantes: quel que soit le rapport  $\eta = \frac{h}{H}$  correspondant au niveau d'arasement

de la colonne de béton, fut-il sensiblement inférieur à  $\frac{1}{A}$  (comme nous en avons eu le cas dans certaines réalisations), il n'y a pas de mouvement d'eau ascendant si le béton est de bonne compacité initiale, la coulée correctement amorcée et le bulbe convenablement formé.

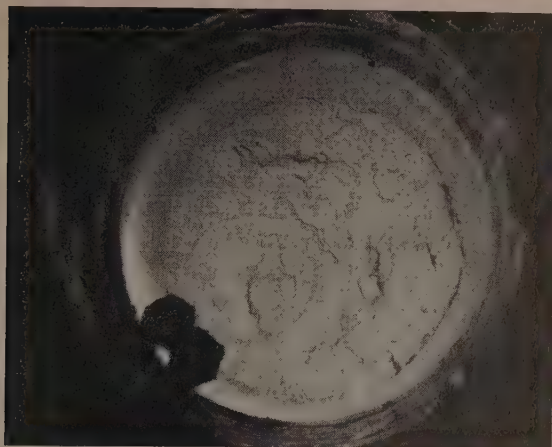
Certaines coulées qui ont été ainsi observées correspondaient notamment à l'emploi d'un ciment à prise très lente et à un fonctionnement de goulotte en régime bas; dans ce cas, les constatations pouvaient porter sur plus de deux heures sans atteindre pour autant le moment où un certain degré de prise aurait enlevé toute signification à l'expérience.

Tout au plus, en fin d'observation, constatait-on une très légère apparition d'eau limpide, de l'ordre du centimètre cube, en quelques points de la surface visible du béton (fig. 6), ce qui pouvait correspondre aussi bien à une concentration des condensations de l'air saturé de la goulotte ou à un resuage du béton qu'à une véritable infiltration d'eau.

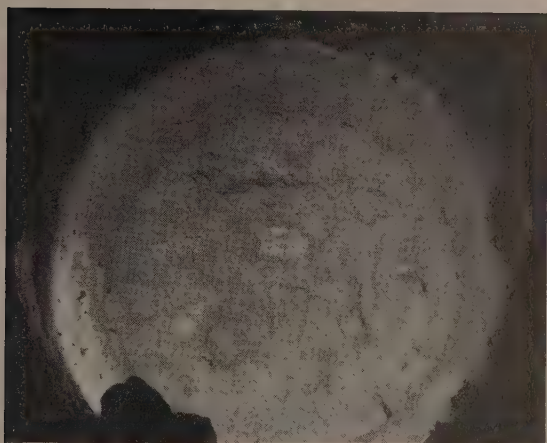
Mais, autant il est aisé d'observer directement ce qui se passe en cours de coulée, autant il en est différemment pendant l'amorçage et le début de formation du bulbe.

Pour analyser les mouvements d'eau susceptibles de se produire pendant ces deux phases, nous avons eu recours à un dispositif expérimental reproduisant d'aussi près que possible les conditions réelles tant en ce qui concerne la surface inférieure de contact « eau-béton », que l'introduction du béton.





a) au bout d'une heure.



b) au bout de deux heures.

Fig. 6. — Aspect de surface d'une colonne de béton après interruption prolongée de l'alimentation.

L'appareillage permettait de procéder simultanément à quatre essais consistant à provoquer un courant d'eau ascendant dans une colonne de béton frais.

Chaque cycle de quatre essais était effectué avec du béton provenant d'une même gâchée :

- soit sous une même pression d'eau à la base, les colonnes de béton frais étant, dans ce cas, de hauteur variable ;
- soit en adoptant une même hauteur pour la colonne de béton frais, la pression d'eau à la base étant alors différente pour chaque essai.

Les essais ont porté sur des bétons dans lesquels on faisait varier successivement différents critères.

Pour chaque essai qui était réitéré, on notait :

- la granulométrie des agrégats ;
- la nature du ciment et son dosage ;
- sa maniabilité au moment de la mise en place, au « slump test » ou au « flow test » ;
- la densité en place du béton frais ;
- la température au moment de l'essai ;

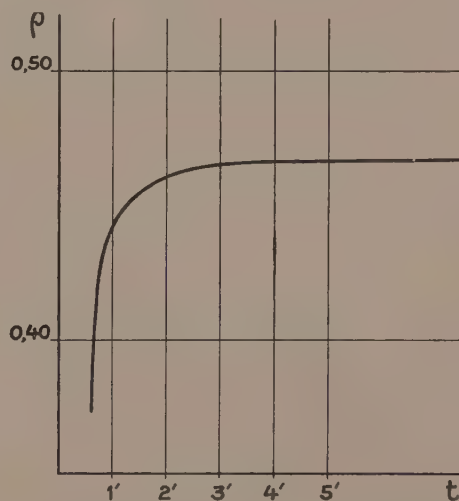
- la hauteur  $h$  et le diamètre de la colonne de béton ;
- la pression d'eau à la base, matérialisée par une colonne d'eau de hauteur  $H$  ;
- le temps écoulé entre le mélange à la bétonnière et le moment où l'on commençait à exercer la pression d'eau ;
- les temps d'observation du mouvement d'eau.

Les essais ont donné lieu aux constatations suivantes :

Le pouvoir de rétention d'eau d'un béton est directement lié aux qualités intrinsèques de compacité, de maniabilité et de résistance à la ségrégation qui découlent de sa composition et de sa teneur en eau ; il dépend de la valeur du terme  $\varrho = \frac{h}{H}$  précédemment défini ; il est fonction, à un degré moindre, de la nature du ciment et de son dosage.

Un béton de compacité insuffisante, ou facilement disso- ciable pour de faibles variations de la teneur en eau, ne peut donner lieu à une rétention d'eau satisfaisante ; un surdosage, dans les limites où celui-ci est pratiquement admissible, ne suffit pas à remédier à une granulométrie mal étudiée.

Pour tout béton de bonne compacité, la relation qui existe entre le temps minimum au bout duquel un mouvement d'eau se manifeste, et le terme  $\varrho$  s'exprime par une courbe dont l'allure est celle de la figure 7.

Fig. 7. — Relation entre  $t$  et  $\varrho$ . Courbe représentative.

Trois facteurs jouent sur le niveau auquel se situe la branche horizontale de cette courbe :

- l'onctuosité du ciment ;
- son dosage ;
- la maniabilité du béton.

Pour un béton maniable, normalement dosé (de l'ordre de 300 kg), le décalage de cette branche est net lorsqu'on change la nature du ciment. Très approximativement, on peut considérer, en désignant par  $\Delta$ , la densité du béton et par  $e$  la teneur en eau ramenée à l'unité de volume, que la branche en question admet pour asymptote une horizontale d'ordonnée  $\varrho_1 = \frac{1}{\Delta}$  lorsqu'il s'agit d'un béton de ciment



très onctueux et que cette ordonnée s'élève à  $\varphi_2 = \frac{1}{1 - e}$  pour un béton de ciment ordinaire (fig. 8).

Dans un béton comportant l'emploi d'un ciment déterminé, les variations de dosage se traduisent, à compacité

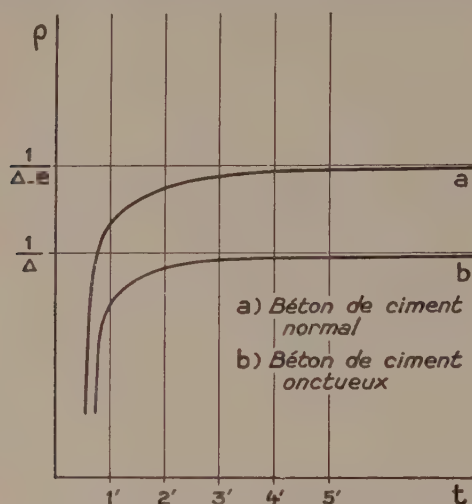


Fig. 8. — Influence de la nature du ciment.

et maniabilité constantes <sup>(1)</sup> par un fuseau mince de même allure générale que les courbes précédentes (fig. 9). A l'intérieur de ce fuseau, la distinction entre les dosages est d'un intérêt secondaire, étant donné l'étroitesse de celui-ci et la dispersion inévitable des résultats au sein d'un même groupe d'essais <sup>(2)</sup>.

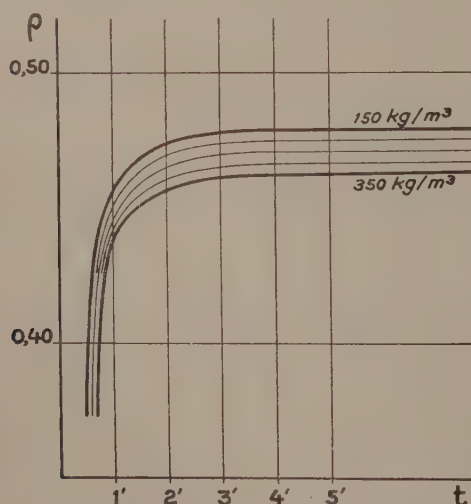


Fig. 9. — Influence du dosage sur un béton de ciment normal de consistance plastique.

On obtient encore un fuseau de même allure lorsqu'on fait varier seulement la maniabilité d'un béton (fig. 10) que ce soit directement par la teneur en eau ou par l'ad-

jonction, en proportions variables, d'un plastifiant (tout risque de ségrégation exclu, bien entendu).

Quant à la branche verticale des courbes représentatives, elle se décale légèrement sur l'axe des temps, dans le sens positif, lorsque la hauteur de la colonne de béton augmente, ce qui s'explique principalement par le fait que la dispersion des résultats par défaut d'homogénéité du béton, s'atténue quand la masse traversée augmente.

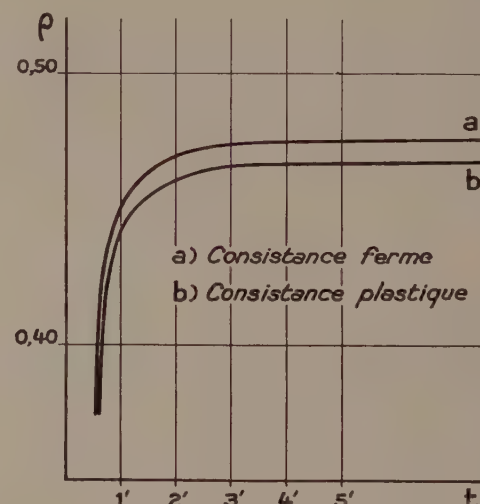


Fig. 10. — Influence de la plasticité sur un béton de ciment normal au dosage de 300 kg/m³.

Signalons enfin que dans presque tous les essais, le mouvement de l'eau se manifeste d'abord par la périphérie; on retrouve là, semble-t-il, la conséquence d'une variation locale de la compacité du béton, due à l'effet de paroi.

\*\*\*

En résumé, la question du pouvoir de rétention d'eau d'un béton ne se pose véritablement qu'à l'amorçage et au début de la formation du bulbe, et les règles en la matière peuvent s'énoncer assez simplement comme suit :

a) il faut éviter toute composition granulométrique qui ne permettrait pas d'obtenir un béton de bonne compacité ou qui risquerait de donner lieu à ségrégation;

b) pour l'amorçage et jusqu'à un certain degré de formation du bulbe, il ne faut pas descendre au-dessous de  $\varphi = 0,50$  et même se tenir plus ou moins au-dessus de cette valeur suivant la nature et le dosage du ciment, suivant la maniabilité du béton ou le degré de précision du fonctionnement de l'installation de coulée. Sous ces réserves, la crainte d'un mouvement d'eau dans le béton en sens inverse de son écoulement, n'est nullement justifiée contrairement à l'opinion encore admise par certains et selon laquelle il faut maintenir le niveau du béton constamment au-dessus de l'eau;

c) la règle énoncée par quelques techniciens suivant laquelle l'amorçage peut se faire en partant d'une colonne de béton de hauteur  $\frac{H}{A}$  ne représente qu'une façon simple mais approchée par défaut d'exprimer la conclusion indiquée en b) ci-dessus.

<sup>(1)</sup> En corrigeant pour cela la proportion de sable au fur et à mesure de la variation du dosage en ciment.

<sup>(2)</sup> Cette dispersion résulte en partie de ce que les critères usuels de granulométrie, de dosage, de maniabilité ne suffisent pas à déterminer un béton rigoureusement identique à lui-même; elle tient aussi à la difficulté d'apprécier avec précision à quel instant se produit la première manifestation d'eau à la surface du béton.



## ACTION DE LA PESANTEUR

Une goulotte fonctionne par gravité; chaque introduction de béton agit par son *poids propre* ou par la *force vive* qui résulte de sa chute sur une certaine hauteur.

Pour les régimes hauts, la force vive est peu importante; elle est même très faible, sinon nulle pour les régimes conduisant à avoir constamment la trémie d'introduction partiellement pleine; par contre, en régime de fonctionnement intermédiaire ou en régime bas, la force vive joue un rôle qui paraît avoir été sous-estimé jusqu'à présent dans bien des cas.

Si l'alimentation est intermittente mais assez massive chaque fois, la force vive, dans la mesure où le régime de fonctionnement y donne lieu, peut modifier radicalement, tout au moins temporairement, le rapport des forces en jeu, voire même ce régime et donner lieu aux oscillations dont nous avons déjà fait mention.

Si, au contraire, l'alimentation se produit sous la forme de masses fractionnées, mais à fréquence de chutes assez rapide, la force vive intervient encore plus ou moins suivant la hauteur de chute, mais elle se manifeste alors d'une façon quasi continue et régulière dans le rapport des forces, ainsi que dans le régime de fonctionnement qui s'établit. De toute manière, elle tend à rapprocher le niveau supérieur de la colonne de béton de celui qui correspond à l'équilibre hydrostatique et par suite à rendre stable le régime d'écoulement.

Si la hauteur de chute est suffisante, le niveau moyen du béton dans la goulotte se situe sensiblement au-dessous de celui qui correspond à  $h = \frac{H}{\lambda}$ . Les frottements se manifestent alors comme une force agissant en sens inverse de l'écoulement au moment du choc, et dans le sens de l'écoulement entre deux chocs, mais la fréquence de ceux-ci ne permet pas une remontée assez rapide pour atteindre le niveau de l'équilibre hydrostatique; dans ce cas, il peut s'établir un régime de fonctionnement bas <sup>(1)</sup>.

Dans une certaine mesure, l'effet de la force vive peut être étudié en partant de la théorie du choc des corps mous, notamment quand la fréquence, l'importance et la hauteur de chute des masses supplémentaires de béton peuvent être définies avec exactitude; c'est le cas, en particulier, lorsque l'alimentation des goulottes, assurée par une ou plusieurs pompes à béton, donne lieu à un fractionnement extrêmement régulier correspondant à chaque coup de piston ou quand le béton est introduit par l'intermédiaire d'un alimentateur à débit constant.

Dans son action sur le rapport des forces en jeu, la force vive a, entre autres effets, celui de détruire, au moment du choc, l'accroissement des pertes de charge par frottement qui tendrait à s'établir au repos entre deux chocs successifs. Sur ce point, une alimentation par masses fractionnées, à fréquence de chute assez rapide empêche tout accroissement de ce frottement.

Sous la même forme d'alimentation, la force vive, agissant par impulsions fréquentes et régulières sur l'introduction du béton nouveau dans le béton déjà coulé, donne lieu à un serrage appréciable de ce dernier du fait même qu'il s'agit de béton mis en place, en principe, uniquement par gravité dans une masse d'eau ayant une inertie propre.

## PÉNÉTRATION ET ÉMERGENCE D'UNE GOULOTTE

Une des conditions pour obtenir un béton immergé de qualité satisfaisante est d'avoir une *pénétration* de la goulotte qui soit en rapport avec les proportions du bulbe aux différents stades de sa formation ou du renouvellement.

Comme nous le verrons plus loin, cette condition conduit, lorsque le bulbe est formé, à maintenir la pénétration entre deux limites qui sont fonction des conditions d'expansion du béton.

Entre ces limites, le choix a une certaine importance pour différentes raisons :

1° le fait d'augmenter la pénétration d'une goulotte baisse le niveau d'introduction du béton et augmente par suite les pertes de charge par frottements internes.

En régime haut, cela se traduit généralement par un ralentissement du débit et même par l'arrêt de tout écoulement, si on ne peut jouer simultanément sur d'autres facteurs.

En régime intermédiaire ou bas, il se produit une remontée du niveau de la colonne de béton, d'où une force vive moins importante et des frottements latéraux plus grands, ce qui contribue à son tour à un régime de fonctionnement plus élevé.

Certains techniciens recherchent systématiquement le fonctionnement en régime haut par une pénétration importante.

Cela suppose toutefois, que la pénétration correspondante est possible, c'est-à-dire que la masse de béton déjà immergé est suffisante, d'une part, et qu'elle ne dépasse pas, en tout cas, la limite maximale dont nous avons évoqué l'existence, d'autre part. A l'amorçage et pendant la formation du bulbe on ne peut donc obtenir ce régime qu'en créant, par un moyen ou par un autre, des pertes de charge supplémentaires importantes ou, comme certains le préconisent, en amorçant au voisinage de l'équilibre hydrostatique.

2° la pente de la surface séparative eau-béton dépend de la maniabilité du béton, mais aussi de la pénétration de la goulotte; pour un béton donné, elle diminue, entre certaines limites, au fur et à mesure que la pénétration augmente.

3° pour un même béton, la distance de cheminement du béton augmente avec la pénétration;

4° une pénétration suffisante, de même que la faculté d'une variation rapide de la pénétration ont une très grande importance dans le cas où le régime de fonctionnement peut donner lieu aux oscillations auxquelles nous avons déjà fait allusion.

\* \* \*

Une goulotte se termine à la partie supérieure, soit par une trémie d'une certaine capacité, soit par un simple entonnoir selon qu'il s'agit ou non d'une coulée en régime haut à goulotte pleine.

Par *émergence* d'une goulotte, on entend, en général, la hauteur hors d'eau de celle-ci.

Pour simplifier, nous admettrons — bien que cela ne soit pas absolument exact — que ce terme peut s'appliquer pour désigner indistinctement :

<sup>(1)</sup> Nous avons ainsi pu constater en cours de coulée, à une profondeur de l'ordre de 60 m, un  $\rho$  d'environ 0,30 sans inconvénient pour la qualité du béton, alors que  $\frac{1}{\lambda}$  donnait de l'ordre de 0,42.



- la hauteur active de la colonne de béton qui se situe au-dessus du plan d'eau (c'est-à-dire compte tenu d'un certain effet de silo dans la trémie), lorsqu'il s'agit d'une coulée à goulotte pleine;
- la hauteur comprise entre le niveau d'alimentation et le plan d'eau, dans les autres cas.

Pendant la coulée, l'émergence varie à partir d'une valeur initiale :

- a) dans la mesure où des mouvements verticaux de la goulotte modifient son niveau supérieur;
- b) lorsque le plan d'eau est sujet à varier en cours d'opération (retenue variable, crues, marée, etc...).

On ne peut la laisser descendre au-dessous d'une certaine valeur, ce qui conditionne par là même le choix de la valeur initiale minimale. Nous développerons plus loin ce point particulier.

\*\*\*

Les mouvements de goulotte peuvent être de deux natures :

1° mouvements liés à la progression de la coulée; ils s'accompagnent d'une variation constante du niveau séparatif eau-béton et de variations du plan d'eau, si celui-ci y donne lieu;

2° mouvements de régulation: ces derniers, doivent être rapides pour être efficaces, et pratiquement, chaque mouvement s'effectue à plan d'eau et niveau séparatif « eau-béton » constants.

L'incidence de ces différents mouvements sur l'émergence dépend du type de goulotte.

Trois cas sont à considérer (fig. 11) :

- a) goulotte de longueur constante;
- b) goulotte composée d'un certain nombre d'éléments démontables pendant la coulée;
- c) goulotte comportant une partie télescopique dont la course est de l'ordre de la hauteur de la coulée.

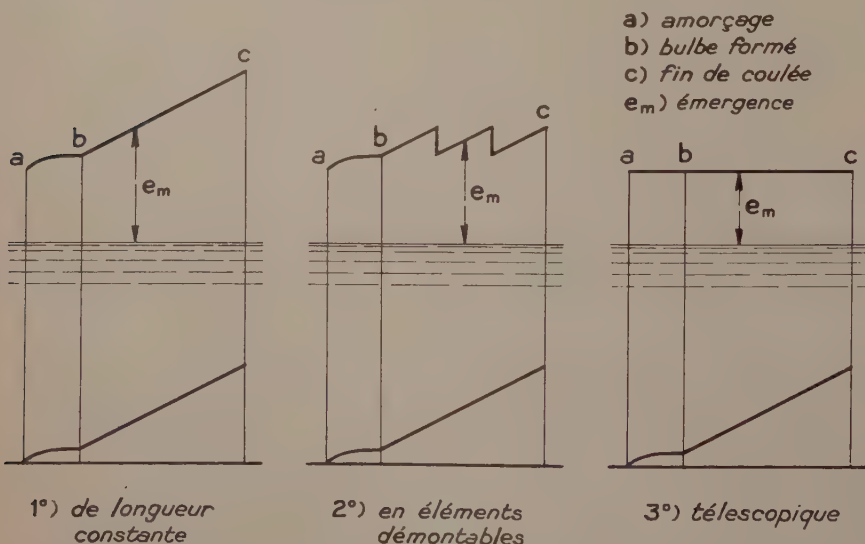


Fig. 11. — Variations de l'émergence à plan d'eau constant en fonction du type de goulotte.

Pour les deux premiers types, chaque mouvement vertical de la goulotte se traduit par un mouvement de même amplitude de sa partie supérieure, avec cette restriction toutefois qu'avec le second type, chaque démontage d'un élément rétablit la partie supérieure à un niveau décalé, par rapport au dernier niveau atteint, de la hauteur de l'élément.

Avec les goulottes télescopiques, au contraire, le niveau supérieur de celles-ci reste fixe.

\*\*\*

Par définition, l'émergence introduit dans l'équilibre des forces soit une certaine colonne de béton, soit une certaine hauteur de chute.

Considérée isolément, chaque variation d'émergence, qu'elle soit due à un mouvement vertical de la goulotte ou qu'elle soit la conséquence d'une variation du plan d'eau, conduit à une modification du régime de fonctionnement vers les régimes bas, si l'émergence est en augmentation, vers les régimes hauts dans le cas contraire.

En fonctionnant en goulotte pleine, une augmentation de l'émergence seule conduit donc à faire intervenir par un moyen quelconque des pertes de charge supplémentaires, si l'on veut absolument maintenir le même régime de fonctionnement.

Si l'on excepte le cas, peu fréquent d'ailleurs, où elles résultent d'un brusque changement dans le niveau du plan d'eau, les variations d'émergence n'interviennent jamais isolément dans l'équilibre des forces, mais concurremment avec celles de la pénétration, le tout sans préjudice des modifications progressives du niveau séparatif « eau-béton » ou du plan d'eau, comme nous l'avons dit plus haut.

C'est donc plutôt sous cet angle que l'on doit examiner la question de l'émergence en distinguant, comme nous l'avons énoncé, les mouvements liés à la progression de la coulée, d'une part, et les mouvements de régulation, d'autre part.

En principe, l'amorçage ne donne lieu à aucun mouvement de la goulotte, et pendant la formation du bulbe, les mouvements verticaux sont essentiellement des mouvements de régulation jouant sur l'effet d'étranglement à la base, donc également de faible amplitude. Dans ces deux phases initiales, et quel que soit le type de goulotte, il n'y a pratiquement que peu ou pas de variation de l'émergence; par contre, la pénétration, nulle au départ, augmente jusqu'à atteindre la valeur correspondant à la formation complète du bulbe.

Au-delà, la pénétration varie relativement peu, et en principe, au fur et à mesure de la montée du niveau séparatif « eau-béton », la goulotte est remontée progressivement de manière à conserver une pénétration, sinon constante, tout au moins assez peu variable.

Si la coulée a lieu à plan d'eau fixe et si l'on s'agit d'une goulotte de longueur constante, l'émergence augmente dans la même proportion que la remontée de la goulotte, et si dans le même temps la



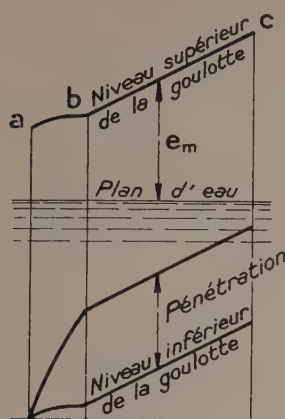


Fig. 12. — Variation simultanée de l'émergence et de la pénétration d'une goulotte de longueur constante fonctionnant sous plan d'eau fixe.

pénétration est constante, les différents niveaux dont nous venons de faire mention peuvent être représentés graphiquement comme sur la figure 12.

On remarquera que dans cette hypothèse, tout se passe comme si la goulotte et le niveau « eau-béton » étant fixes, le niveau de l'eau s'abaisse. C'est le cas déjà traité d'une augmentation de l'émergence par abaissement du plan d'eau qui conduit vers les régimes bas ; d'où cette conclusion, que dans le cas de goulottes de longueur fixe, la progression de la coulée s'effectue à régime variable vers les régimes bas, du début à la fin de la coulée si le plan d'eau est fixe et si on maintient la pénétration constante.

Si l'on tient par conséquent, à conserver d'un bout à l'autre de la coulée proprement dite, un régime constant, il faudra corriger la tendance à un régime bas par des pertes de charge supplémentaires, c'est-à-dire à ce stade de la coulée, toutes choses égales par ailleurs, en augmentant progressivement la pénétration dans la mesure où cela est possible.

Si au lieu d'être fixe, le plan d'eau suit la montée du niveau séparatif (c'est le cas, avant déversement, d'une coulée dans un puits ou pile colonne dans lequel l'alimentation, avec un plan d'eau extérieur constant, ne se fait que par le bas), tout se passe comme si tous les paramètres entrant en jeu étaient invariables. Dans ce cas, quel que soit le régime d'écoulement choisi, celui qui est obtenu au début de la coulée proprement dite, reste le même pendant celle-ci.

Pour une courbe de variation du plan d'eau comprise entre les deux cas que nous venons de traiter, on aboutirait évidemment à des conclusions intermédiaires.

Au contraire, une variation du plan d'eau dans le sens d'un abaissement pendant la coulée accuserait plus nettement encore les conclusions précédentes.

\* \* \*

Passons ensuite au cas d'une goulotte télescopique.

L'émergence ne varie qu'en fonction des variations du plan d'eau. Supposons d'abord que le plan d'eau suive la montée du niveau séparatif « eau-béton » (cas des piles colonnes évoqué précédemment).

A pénétration constante, tout se passe comme si le niveau de l'eau et le niveau séparatif étant constants, l'émergence diminuait.

Dans ce cas, quel que soit le régime adopté, il y a diminution des forces actives (colonne de béton ou force vive) au fur et à mesure de la progression de la coulée ; le régime tend vers un régime plus haut. S'il s'agit déjà d'une coulée à niveau plein, il est nécessaire de réduire la pénétration pour poursuivre.

Supposons ensuite que tout en montant, le niveau du plan d'eau s'élève moins vite que le niveau séparatif eau-béton. Dans ce cas, les forces actives diminuent moins que précédemment et parallèlement dans les forces passives, celle qui correspond à  $\frac{H}{\Delta}$  diminue. Il s'établit donc une certaine compensation. Néanmoins, dans ce cas, le régime tend vers un régime plus haut au fur et à mesure de la coulée.

Si le plan d'eau est constant, cette compensation partielle est plus accusée ; néanmoins, on constate expérimentalement que pour les diamètres usuels de goulotte, la même tendance subsiste dans l'évolution du régime d'écoulement.

Enfin, si le plan d'eau diminue pendant la coulée, on conçoit aisément d'abord qu'il y ait une variation pour laquelle le régime soit constant, ensuite qu'au dessous, le régime varie vers le régime bas. La loi de variation n'est d'ailleurs pas nécessairement linéaire.

\* \* \*

Examinons maintenant les mouvements de régulation.

Ils ont pour objet d'assurer un régime déterminé d'écoulement pendant la formation du bulbe ou de pallier les inconvénients d'une variation temporaire dans le rapport des forces en jeu pendant la coulée proprement dite.

De toute manière, mis à part le cas de coulées de faible section horizontale (puits verticaux par exemple, partiellement remplis d'eau), ni le niveau du béton immergé, ni le niveau de l'eau ne sont modifiés pendant ces mouvements.

Avec des goulottes de l'un des deux premiers types, un mouvement de régulation change l'étranglement à la base (formation du bulbe) ou la pénétration (coulée proprement dite). Mais du fait qu'il modifie en même temps l'émergence, l'effet recherché, par exemple, d'un plus grand débit ou d'un régime plus bas, est obtenu en jouant sur les forces actives et sur les pertes de charge simultanément.

Au contraire, avec des goulottes télescopiques, un mouvement de régulation n'affecte que les pertes de charge.

Mais la différence qui en résulte peut être négligée car les pertes de charge, et principalement l'effet d'étranglement jouent dans ce cas un rôle bien plus important que la variation d'émergence.

Analysons enfin, à la faveur de ce qui précède, les notions d'émergence minimale et d'émergence initiale.

Une certaine émergence est nécessaire à tout moment de la coulée pour des raisons pratiques d'installation (niveau d'alimentation, type de trémie ou d'entonnoir, encombrement du dispositif de suspension ou éventuellement de contrôle de la goulotte).

La notion d'émergence minimale répond aussi à une autre préoccupation, c'est d'assurer le fonctionnement sous le régime et le débit choisis, et cela à tout moment de la coulée par une hauteur de colonne de béton ou une hauteur de chute suffisantes.



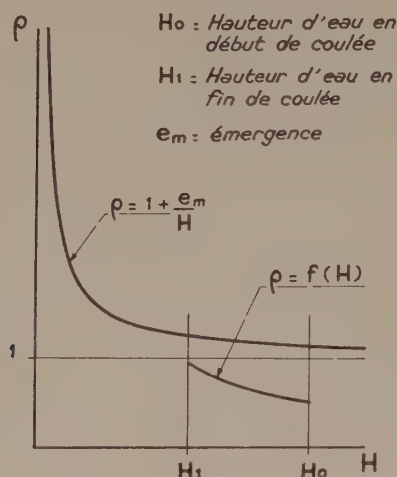


Fig. 13. — Représentation graphique de la condition d'émergence minimale d'une goulotte télescopique fonctionnant à plan d'eau constant.

Graphiquement, cette notion s'exprime pour une coulée définie par sa courbe d'évolution  $\rho = f(H)$ , par le fait que cette courbe doit être constamment au-dessous de la courbe  $\rho = 1 + \frac{e_m}{H}$ , si on désigne respectivement par  $e_m$  et  $H$  l'émergence et la hauteur d'eau. La figure 13 en donne un exemple pour une goulotte télescopique fonctionnant à plan d'eau constant.

A plan d'eau constant, l'émergence minimale définit en même temps l'émergence initiale avec laquelle elle s'identifie.

Lorsque le plan d'eau varie d'une façon connue à l'avance pendant la coulée (marée par ex.), l'émergence initiale peut être déterminée de manière à satisfaire à la condition d'émergence minimale au moment le plus défavorable de la coulée, à ce point de vue.

Si la variation de plan d'eau n'est pas connue à l'avance, l'émergence initiale doit permettre de satisfaire à la condition d'émergence minimale, à tout moment de la coulée.

## PERTES DE CHARGE

Les pertes de charge résultent :

- du frottement latéral à l'intérieur de la goulotte ;
- de l'effet d'ajutage et, s'il y a lieu, d'étranglement à sa base ;
- des frottements internes dans la colonne de béton ou dans la masse en cours de coulée.

De quelque nature que soient les pertes de charge, leur importance dépend de la composition du béton, de sa consistance au moment de l'introduction dans la goulotte et de la rapidité plus ou moins grande avec laquelle cette consistance varie dans la masse en mouvement.

Les autres facteurs qui interviennent, diffèrent suivant la nature des pertes de charge :

### 1° Frottement latéral.

En chaque point de la surface de contact, le frottement unitaire dans une goulotte est fonction de son état de sur-

face (1), de la précision du calibrage (en particulier au droit des joints), enfin de la pression résultant de la charge statique ou dynamique.

La perte de charge globale par frottement latéral dépend en outre du périmètre  $x$  et de la hauteur de la colonne de béton, ainsi que de la vitesse d'écoulement.

Comme les forces actives (poids propre ou force vive) varient dans la proportion des masses en jeu, et par conséquent de la section  $S$  de la colonne de béton, les rapports  $\frac{x}{S}$  élevés (c'est-à-dire les faibles diamètres pour les goulottes circulaires) orientent vers les régimes hauts.

Inversement, une augmentation de la section d'une goulotte conduit à un régime intermédiaire ou même, si les autres facteurs s'y prêtent, à un régime bas.

### 2° Effet d'étranglement.

L'étranglement de la colonne de béton à la base d'une goulotte constitue le moyen généralement adopté pour faire varier ou corriger les pertes de charge prises dans leur ensemble, et par là même pour régler le débit d'écoulement du béton, tant que la pénétration de la goulotte ne peut pas remplir seule cet office.

Pendant la formation du bulbe, il maintient tant que cela est nécessaire, la colonne de béton à la hauteur qui assure en toute sécurité la rétention d'eau, si l'on fonctionne en régime intermédiaire, ou qui correspond au niveau recherché si l'on veut fonctionner en régime haut.

Pour qu'il soit efficace, l'effet d'étranglement doit être progressif ou rapide à volonté sans que cela entraîne de dissociation du béton.

Comme il s'agit de l'écoulement d'un mélange de constituants de différents calibres, il faut notamment que le dispositif d'étranglement permette d'obtenir une section large-ment variable tout en laissant passer pour la plus petite section d'écoulement, les agrégats les plus gros.

### 3° Frottement interne.

Pour un béton de composition et de consistance donnés, les pertes de charge par frottement interne dépendent de la plus ou moins grande facilité d'expansion du bulbe, de l'orientation des lignes de flux qui la produisent, enfin du mouvement relatif de ces dernières.

Lorsqu'elles ont atteint la valeur correspondant au moment à partir duquel le bulbe se renouvelle, elles sont encore susceptibles de varier dans une assez large mesure, si la pénétration de la goulotte s'écarte notablement de sa valeur optimale.

Que ce soit pendant l'expansion du bulbe ou après celle-ci, les valeurs successives que prennent ainsi les pertes de charge échappent à une analyse directe et précise.

Par contre, pendant une coulée quelconque, il est possible d'en constater les effets sur le régime de fonctionnement, ce qui constitue un moyen approximatif de les apprécier.

Des coulées expérimentales préalables peuvent également renseigner sur l'importance des pertes de charge dans tel ou tel cas particulier, par un examen qualitatif,

(1) Une surface polie telle qu'on l'obtient dans des éléments calibrés régulièrement entretenus, donne un coefficient de frottement sensiblement moitié moindre qu'une surface légèrement piquée par la rouille ou mal nettoyée.

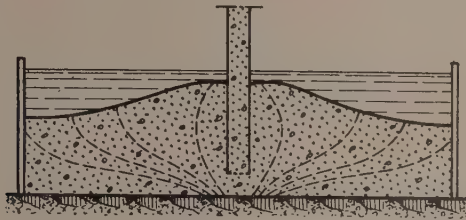


sur coupes diamétrales des lignes de flux du béton ou plus simplement des surfaces séparatives <sup>(1)</sup> dont nous avons fait mention précédemment, car les lignes de flux en découlent.

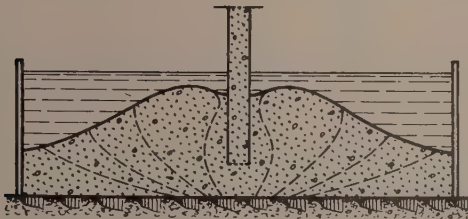
En voici quelques exemples :

**a) Coulée avec expansion latérale symétrique.**

Si l'expansion pendant la formation du bulbe ne subit pas d'entrave sensible de la part des coffrages (ou d'armatures éventuellement), l'intersection des surfaces séparatives par un plan diamétral quelconque donne lieu aux courbes de la figure 14 a) pour un béton de consistance plastique et une pénétration correcte de la goulotte.



**a) Béton de consistance plastique.**



**b) Béton de consistance ferme.**

**Fig. 14. — Expansion latérale symétrique.**

Lorsque le béton est de consistance ferme, ou raide par nature, les courbes précédentes ont une autre allure (fig. 14 b), car il n'y a d'expansion latérale qu'au prix d'une surélévation notable en forme de cratère de la partie centrale de la surface séparative « eau-béton », ce qui exprime bien que, par rapport au cas précédent, l'expansion met en jeu des frottements internes plus élevés.

**b) Coulée avec expansion latérale dissymétrique.**

La proximité d'un coffrage se traduit dans le plan diamétral qui lui est normal par une déformation très nette des courbes séparatives (donc des lignes de flux) du côté du coffrage et les frottements internes en sont affectés (fig. 15).

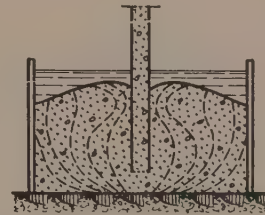
A un autre point de vue, cette déformation donne lieu à des poussées latérales inégales sur la goulotte dont on doit tenir compte pour que la manœuvre n'en soit pas gênée.



**Fig. 15. — Expansion latérale dissymétrique.**

**c) Coulée avec expansion latérale limitée en tous sens.**

C'est notamment le cas du bétonnage des puits de faible diamètre ou des piles colonnes (fig. 16). Comme on pouvait s'y attendre, les courbes séparatives suivent le contour d'un bulbe fortement allongé verticalement ce qui se traduit naturellement par des frottements internes notables. Il convient de noter que cet accroissement des frottements internes constitue un élément favorable à l'amortissement des oscillations possibles, d'autant qu'il s'y ajoute dans ce cas une remontée relativement rapide du niveau du béton autour de la goulotte.



**Fig. 16. — Expansion latérale limitée.**

Si nous revenons au premier cas, et si nous augmentons sensiblement la pénétration au-delà de sa valeur optimale, le ralentissement de l'expansion latérale au voisinage de la surface est tel que celle-ci ne se renouvelle pratiquement plus à la faveur du mouvement lent et continu qui, normalement, accompagne la progression d'un bulbe. On constate alors une formation croûteuse de cette surface, qui se craquèle au fur et à mesure de l'alimentation.

Inversement, une fois le bulbe formé, une diminution brusque de la pénétration produit, autour de la goulotte et vers le haut, une expulsion du béton frais qui donne lieu à son tour à un écoulement de surface qui recouvre le béton adjacent sans provoquer de déplacement de ce dernier <sup>(1)</sup>.

Cette forme de mise en œuvre, qui va de pair avec une diminution sensible de pertes de charge, pourrait paraître intéressante puisqu'elle n'affecte pas le béton déjà coulé ; en réalité, elle présente comme inconvénients majeurs, de donner lieu d'abord à une structure feuilletée, parce que le recouvrement se produit sur la couche de contact légèrement délavée sans que l'expulsion des laitances en soit faite comme lors d'une reprise systématique, de

<sup>(1)</sup> Ces courbes s'obtiennent, par exemple, en séparant les bétons d'âges différents par l'emploi successif de plusieurs colorants tels que : oxyde de fer (rouge brun ou noir) ou bioxyde de titane (blanc).

<sup>(1)</sup> Des introductions intermittentes, mais massives, de béton provoquent également une expulsion de surface avant que l'expansion latérale ait eu le temps de se produire.



conduire ensuite à une pente superficielle plus forte et à un moindre cheminement latéral notamment en présence d'armatures, enfin de produire des laitances en proportion appréciable, parce que ce sont de nouvelles couches de béton qui sont constamment au contact de l'eau par de larges surfaces.

Que ce soit par conséquent pour des motifs propres aux conditions locales et à la structure interne du bulbe ou pour des raisons de pénétration, il subsiste dans toute immersion de béton, une marge d'indétermination qui est loin d'être négligeable, sur les valeurs que les pertes de charge par frottement interne peuvent prendre au cours d'une coulée, même si la composition et la consistance du béton restent constantes comme nous l'avons supposé plus haut.

A fortiori en est-il ainsi lorsque ces deux critères du béton viennent à varier, ne serait-ce que dans les limites usuelles de tolérance. Ajoutons enfin que le débit d'écoulement a aussi une incidence sur les pertes de charge, mais qu'il est difficile d'établir entre eux une relation, car si les vitesses augmentent avec le débit à la sortie d'une goulotte ou dans un voisinage immédiat, le volume de déformation plastique du béton augmente aussi. Et cette double action peut, en définitive, modifier dans des sens différents les vitesses en certains points dans la masse.

Pour toutes ces raisons, il est indispensable de disposer de moyens efficaces de régulation et même si possible de les asservir directement ou indirectement aux variations des pertes de charge.

## COMPOSITION DU BÉTON IMMERGÉ

La composition d'un béton immergé doit répondre à un certain nombre de conditions résultant de son mode particulier de mise en œuvre et qui portent notamment sur la maniabilité et sur la compacité lorsqu'il s'agit d'une immersion au moyen de goulottes.

Par *maniabilité*, il faut entendre dans ce cas, non seulement celle du béton frais telle qu'on peut la mesurer à la sortie d'une bétonnière ou au moment même de l'immersion (si le transport depuis la fabrication jusqu'à l'emploi est effectué dans des conditions normales de durée), mais aussi celle des bétons d'âges différents qui entrent dans la formation ou le renouvellement du bulbe.

C'est seulement la maniabilité à ce stade de la coulée qui permet d'avoir un cheminement satisfaisant du béton dans le bulbe et c'est elle seule qui assure, s'il y a lieu, un enrobage correct des armatures ou des pièces diverses à sceller.

On sait que la *maniabilité initiale* d'un béton dépend des éléments suivants :

- nature et forme des agrégats (roulés, concassés ou broyés d'une part; coefficient volumétrique, d'autre part);
- état de surface des agrégats (rugueux ou lisses);
- type de granulométrie (continue ou discontinue);
- rapport  $\frac{\text{gros éléments}}{\text{moyens} + \text{fins}}$ ;
- nature et dosage du ciment;
- teneur en eau;
- emploi éventuel de plastifiants.

Son évolution, dont la connaissance est au moins aussi importante, est fonction, en outre, des conditions effectives de prise du béton considéré, d'une part, et du débit d'écoulement, d'autre part, ou plus exactement, pour un point déterminé, de la durée du cheminement à partir de la base de la goulotte jusqu'à ce point.

En ce qui concerne la compacité, dont la valeur résulte plus ou moins des éléments ci-dessus, il convient de faire une distinction entre celle de la colonne de béton que contient la goulotte à l'amorçage et celle du béton constituant le bulbe ou occupant sa place définitive.

La première doit être satisfaisante du point de vue de la rétention d'eau sous la seule action du poids propre du béton considéré.

Pour la seconde, il s'y ajoute l'action de la force vive lorsque le régime de fonctionnement y conduit.

La vibration, dont on fait un large emploi à l'air libre, et même à l'air comprimé, comme moyen d'améliorer la maniabilité (temporairement) ou la compacité est plutôt nuisible à un développement régulier du bulbe et facilite les délavages, qu'on l'applique seulement à la goulotte ou directement dans le béton en cours de coulée.

Dans quelques cas précis, elle se justifie néanmoins moyennant certaines précautions.

D'une manière générale, on peut considérer qu'on obtient dans une coulée bien conduite, une maniabilité et une compacité satisfaisantes du béton immergé lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- matériaux roulés de coefficient volumétrique élevé;
- granulométrie sensiblement continue, dans laquelle la partie représentative des éléments fins ou moyens se situe au-dessus des courbes classiques de référence;
- ciment à prise lente, normalement dosé;
- teneur en eau donnant, sans vibration, une consistance plastique.

Suivant le genre de coulée à réaliser et les conditions locales, il peut être nécessaire, ou même seulement souhaitable, de s'écarter, plus ou moins, des conditions ci-dessus.

Dans ce cas, il convient de tenir compte de l'importance des points suivants :

1° Quoiqu'on obtienne plus facilement une bonne maniabilité avec des matériaux roulés, l'emploi d'agrégats concassés, dans le béton immergé, n'est pas exclu, bien au contraire. De même que pour le transport par pompes, c'est avant tout une question de granulométrie, de dosage en ciment et de teneur en eau, avec en complément dans certains cas, l'emploi de ciments onctueux ou de produits d'addition (plastifiants ou retardateurs), notamment lorsque le cheminement doit être particulièrement important.

Il ne faut pas perdre de vue, toutefois, que certains sables concassés rendent le béton facilement dissociable et sujet à de fortes variations de plasticité pour de faibles différences de la teneur en eau.

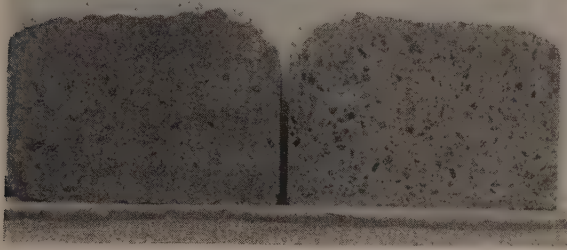
2° Les granulométries discontinues, qui donnent une excellente compacité, à la condition d'avoir des moyens de serrage puissants, mais dont la maniabilité dépend essentiellement de ces mêmes moyens, correspondent mal en général à la mobilité que l'on recherche, dans le cas du béton immergé, sous le seul effet de la pesanteur. Elles sont de plus particulièrement sensibles à la ségrégation



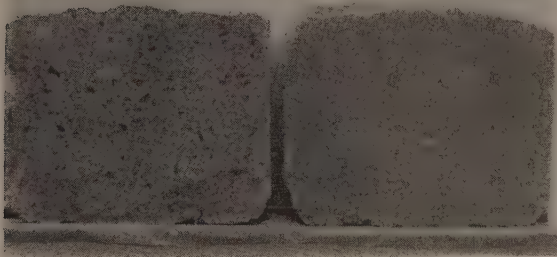
lorsqu'on s'écarte notablement de la teneur en eau correspondant à une consistance assez ferme (<sup>1</sup>).

3° Lorsqu'il s'agit d'ouvrages hydrauliques en prise aux eaux salines ou dites « agressives », la nature et le dosage minimum de ciment se trouvent dictés par la recherche de la meilleure résistance contre l'attaque de ces eaux.

Dans tous les autres cas, le choix du dosage en ciment n'est qu'un des éléments entrant dans la recherche d'une composition satisfaisante du béton, et comme nous l'avons constaté expérimentalement, il est possible d'obtenir d'excellents bétons immergés quoique faiblement dosés (fig. 17).



a) béton dosé à 250 kg/m<sup>3</sup>,



b) béton dosé à 200 kg/m<sup>3</sup>.

Fig. 17. — Aspect après sciage de bétons immergés faiblement dosés.

Le surdosage systématique que préconisent encore certains auteurs est inutile si la coulée est correctement conduite; dans le cas contraire, il n'est qu'un palliatif insuffisant en raison des inclusions de laitance qui se forment alors inmanquablement (<sup>2</sup>).

Seuls, quelques cas particuliers justifient un dosage élevé (forte résistance à la compression — pièces armées — risques supplémentaires de délavage superficiel, etc.).

4° Lorsqu'on fait varier la teneur en eau d'un béton déterminé, on constate non seulement une variation des pertes de charge avec la consistance, ce qui implique déjà un contrôle attentif de cette teneur, mais aussi une discontinuité très marquée dans les pertes de charge (notamment dans la goulotte) autour d'une teneur qui se caractérise par le moment à partir duquel les vides entre les consti-

tuants (agréments + ciment + éventuellement produits d'addition), sont ou ne sont pas intégralement remplis d'eau (c'est-à-dire autour de la valeur de la teneur en eau  $e = 1 - \sigma$ , si on désigne par  $\sigma$  la compacité et comme précédemment par  $e$  la teneur en eau par unité de volume); ce qui peut encore s'exprimer en disant qu'il y a changement notable des pertes de charge selon que les constituants interviennent par frottement, à leur densité réelle ou par leur poids déjaugé. On retrouve là une notion de *teneur en eau critique* analogue à celle qui sépare dans l'utilisation des pompes à béton, les bétons « pompables » de ceux qui donnent lieu à des « bouchons » (<sup>1</sup>).

5° S'il est exact que la résistance d'un béton augmente avec le rapport classique  $\frac{C}{E + V}$  ou plus simplement  $\frac{C}{E}$ , encore faut-il que les moyens de mise en œuvre assurent l'homogénéité finale; autrement dit, ce que l'on gagne en résistance absolue sur cubes d'essais ne doit pas être perdu en irrégularités d'un point à un autre dans l'œuvre. Or, en matière de béton immergé, on constate que la dispersion des résistances est généralement plus faible qu'à l'air libre d'un point à un autre, si la formation et le renouvellement du bulbe sont correctement assurés. Ce facteur favorable, auquel s'ajoute celui d'un durcissement à l'abri de l'air, donne en définitive des résistances effectives (cf. résultats) très satisfaisantes pour des teneurs en eau relativement élevées.

Sauf cas exceptionnel, on ne devra donc pas rechercher un accroissement de la résistance par une teneur en eau inférieure à la teneur critique, et si on y a recours pour des raisons particulières, des précautions complémentaires doivent être prises pour que la valeur des pertes de charge soit encore acceptable et pour garder le contrôle du débit (<sup>2</sup>).

6° C'est une erreur encore assez commune, de croire qu'il y a intérêt à introduire dans une goulotte, un béton de consistance ferme sous le prétexte que celui-ci doit être immergé.

En réalité, dans toute coulée bien conduite, le seul contact « eau-béton » est réalisé par la surface séparative dont nous avons parlé à propos du bulbe, et en dehors du voisinage immédiat de cette surface, la teneur en eau du béton est la même qu'à l'introduction dans la goulotte. Le seul risque de variation qu'il ne faut d'ailleurs pas sous-estimer, est celui d'un défaut d'étanchéité des goulottes (<sup>3</sup>).

7° Les produits d'addition permettent d'améliorer les conditions d'écoulement ou de mise en place du béton immergé et par suite son homogénéité finale.

Leur rôle, dans ce cas, est toutefois différent de celui qu'on leur attribue généralement lorsqu'il s'agit de travaux hors d'eau.

Pour ces derniers, on recherche surtout une action sur l'un des points suivants : meilleure maniabilité initiale à

(<sup>1</sup>) On aura une idée de l'importance de cette discontinuité, en indiquant que dans un cas concret conduisant à un régime-bas avec force vive importante (en raison de la profondeur), le rapport  $\rho = \frac{h}{H}$  était, de 0,30 environ au-dessus de la teneur en eau critique et que le fait d'abaisser la teneur en eau au-dessous de cette valeur conduisait à une valeur de  $\rho$  de l'ordre de 0,85.

(<sup>2</sup>) Lorsque le rapport entre la section horizontale de l'ouvrage à réaliser et la section de la goulotte est faible (piles colonnes par exemple), les inconvénients des bétons plus ou moins raides sont atténués, notamment les risques de désamorçage; néanmoins, une certaine vigilance est encore nécessaire.

(<sup>3</sup>) Une fuite de l'ordre de 0,1 l/s par les joints dont l'effet peut paraître négligeable à première vue, modifie la teneur en eau d'un béton de 10 % pour un débit d'écoulement de l'ordre de 20 m<sup>3</sup>/h, ce qui est important, surtout vis-à-vis des pertes de charge.

(<sup>1</sup>) Cela ne veut pas dire que, dans certains cas, on ne puisse pas les employer, mais il faut alors pouvoir régler encore plus efficacement que pour les autres le débit sans ségrégation pendant la formation du bulbe en raison du régime de fonctionnement qu'elles impliquent (régime haut) et que ce régime soit possible.

(<sup>2</sup>) Une augmentation du dosage entraîne en outre une élévation de la température du béton et parallèlement une diminution du temps de prise.



teneur en eau égale; résistance plus élevée par une diminution de la teneur en eau; réduction des temps morts avant décoffrage, enfin diminution des risques de ségrégation.

Dans le cas du béton immergé au contraire où l'ampleur et la durée des cheminements dans le bulbe exigent souvent une lente évolution de la maniabilité c'est surtout l'influence des produits d'addition à ce dernier point de vue qui est recherché parallèlement à une diminution des risques de ségrégation, sauf à contrôler, bien entendu que cela n'ait pas d'incidence fâcheuse sur la résistance<sup>(1)</sup>.

On sait également que certains produits d'addition ont une action différente sur la vitesse de prise d'un béton suivant la nature et le dosage du ciment et de ce produit d'addition d'une part, et suivant la nature, la proportion et surtout la provenance des agrégats d'autre part.

C'est ainsi que pour deux bétons ayant même composition granulométrique, même nature et même dosage du ciment, mais dont la provenance des agrégats est différente, un même produit d'addition, au même dosage pourra se comporter en accélérateur dans l'un, en retardateur dans l'autre.

De même le seul fait de modifier la composition granulométrique d'un béton composé d'agrégats, de provenances différentes, peut faire varier très sensiblement l'action retardatrice ou accélératrice d'un même produit d'addition, toutes choses égales par ailleurs.

Pour ces différentes raisons, tout emploi de produits d'addition dans un béton immergé doit être précédé par une étude expérimentale portant à la fois sur l'évolution de la maniabilité et sur la résistance du béton considéré.

Afin de nous placer dans des conditions qui se rapprochent de celles d'une coulée et qui soient en même temps comparables entre elles, nous procédons de la manière suivante pour toute étude de ce genre.

Chaque essai est caractérisé par :

- la provenance, la nature et la composition granulométrique des agrégats;
- la nature et le dosage du ciment;
- la nature et le dosage du plastifiant<sup>(2)</sup>;
- la teneur en eau sur agrégats secs;
- la température et l'humidité ambiante ou celles de climatisation du local des essais<sup>(3)</sup>;
- la maniabilité initiale mesurée au flow-test<sup>(4)</sup>.

Dans une première phase, la gâchée de béton<sup>(5)</sup> sortant de la bétonnière est entièrement remaniée à des intervalles de temps réguliers et rapprochés. Aux mêmes intervalles de temps, fixés une fois pour toutes pour chaque série d'essais, des prélèvements sont effectués sur lesquels on détermine la maniabilité, et qui, aussitôt après, servent à constituer des cubes pour essais de compression<sup>(6)</sup>.

(1) Pour atteindre ce but, on est conduit parfois à combiner l'emploi d'un retardateur pur avec un produit spécifiquement plastifiant, du type entraîneur d'air par exemple.

(2) En poids par rapport au ciment.

(3) Certaines applications justifient de reconstituer les conditions locales de température et d'humidité.

(4) On recherche, en général, la même maniabilité initiale, et pour des études de ce genre, le flow-test nous paraît préférable au slump-test.

(5) Les essais sur mortier sont insuffisants pour étudier le comportement des produits d'addition étant donné l'influence dans certains cas de la nature et de la proportion des agrégats pris dans leur ensemble.

(6) Ces cubes, comme ceux de la deuxième phase, sont conservés sous l'eau pendant 24 h à la température probable de l'exécution, puis en atmosphère saturée.

Cette première phase est censée concrétiser sous une forme approchée les remaniements successifs auxquels le béton est soumis du fait du transport, de l'introduction et de l'amorçage dans la goulotte, de la sortie de cette dernière, enfin des changements de direction dans la partie centrale du bulbe.

Dans une seconde phase, de plus longue durée, correspondant à l'épanouissement du bulbe et au rejet progressif des bétons d'un certain âge, vers la périphérie et vers le bas, par les bétons plus jeunes, la gâchée soumise aux essais est seulement déformée sur place à des intervalles de temps progressivement croissants par une alternance d'aplatissements et de relevages par compression latérale. Comme pendant la phase précédente, des prélèvements sont effectués après chaque cycle de déformation pour mesurer la maniabilité et pour constituer des cubes pour essais de compression.

Les résultats sont ensuite résumés graphiquement en portant :

- en abscisses : la teneur en plastifiant ou retardateur;
- en ordonnées : d'une part, vers le haut, les résistances à la compression;

d'autre part, vers le bas, les valeurs de la maniabilité mesurée au flow-test.

La figure 18 en donne un exemple.

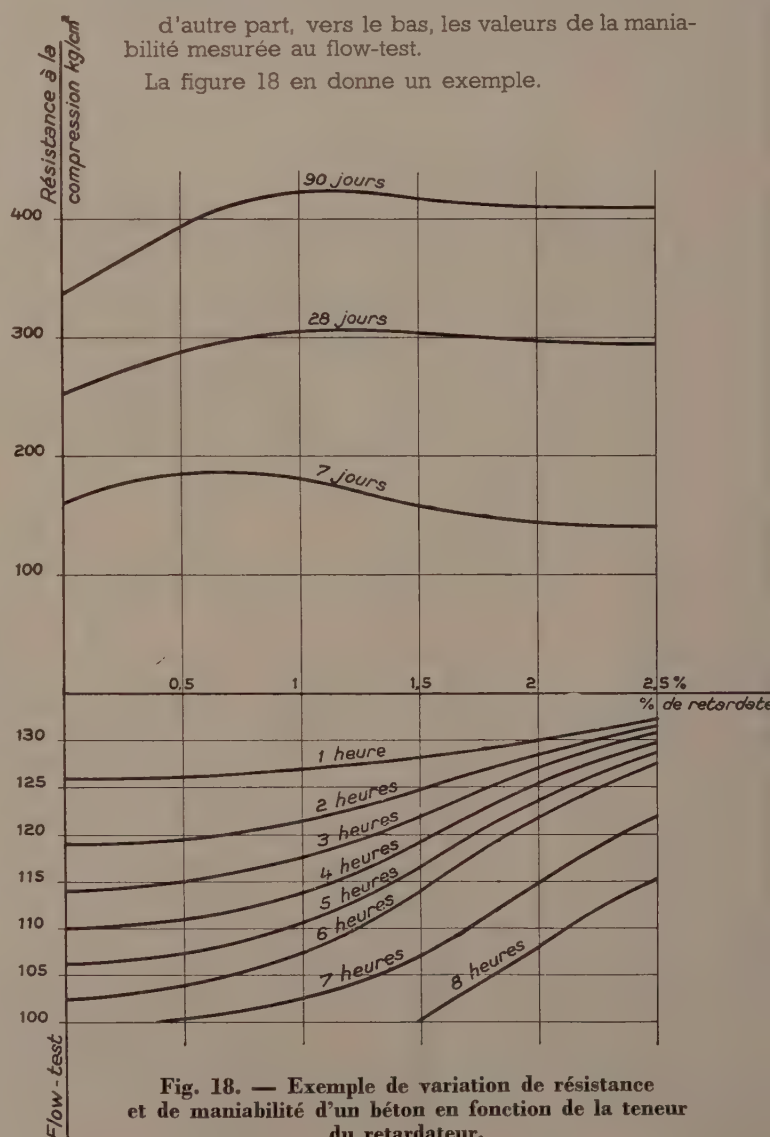


Fig. 18. — Exemple de variation de résistance et de maniabilité d'un béton en fonction de la teneur du retardateur.



## CONCLUSIONS

Au point où nous en sommes de cette étude, résumons-nous d'abord sur les points essentiels :

## 1. Trois phases caractérisent une coulée normale.

Pour qu'elles se déroulent correctement, il faut que, depuis l'introduction dans la goulotte jusqu'à sa place définitive, le béton conserve, à tout moment et sans altération sensible, ses qualités initiales.

C'est en premier lieu, une question de composition et de teneur en eau initiales; mais aussi de moyens appropriés pour obtenir, dans la première phase, une substitution progressive et sans dissociation du béton à la colonne d'eau, puis, dans les deux autres, un débit régulier d'écoulement sans ségrégation.

## 2. Les facteurs qui interviennent dans le rapport des forces en jeu sont les suivants :

- la composition du béton, avec ce que cela comporte en soi de paramètres différents, et d'effet sur les pertes de charge en général;
- la teneur en eau;
- la hauteur utile de la goulotte, c'est-à-dire celle qui intervient dans l'action du poids propre ou de la force vive et dont l'émergence n'est qu'une partie;
- la pénétration dans le béton déjà immergé;
- le diamètre et le débit de la goulotte;
- l'effet d'ajutage ou d'étranglement à sa base;
- les pertes de charge accidentelles (présence d'armatures notamment).

Leur nombre, certaines relations qui existent entre eux, conduisent nécessairement à une certaine complexité dans leur détermination.

Toutefois :

- les conditions d'amorçage d'une part, celles de formation du bulbe, d'autre part, fixent déjà des limites assez précises à la composition du béton, à sa teneur en eau et à la pénétration de la goulotte;
- les conditions locales interviennent de leur côté sur la composition du béton par la nature et la provenance des constituants et sur quelques autres facteurs, tels que l'émergence, la hauteur utile, les pertes de charge accidentelles, etc...

Malgré cela, la latitude qui subsiste est telle qu'on peut adopter, après avoir analysé successivement les différents facteurs, le régime de fonctionnement de son choix, ou plus exactement un régime moyen préférentiel, puisque pour un même béton, les conditions d'équilibre peuvent varier pendant la coulée pour différentes raisons.

En particulier, les correctifs tels que ciments onctueux, produits d'addition, etc... qui sont indispensables dans certains cas, ne peuvent être envisagés sans une telle analyse.

## 3. Nous avons défini trois régimes possibles.

Les régimes hauts présentent incontestablement l'avantage de ne poser aucun problème de rétention d'eau.

A moins d'une émergence très forte, ils fonctionnent pratiquement sous le seul effet du poids propre à la colonne de béton <sup>(1)</sup> et les possibilités de régulation du débit par une variation du niveau de cette colonne sont faibles ou

nulles dans le sens ascendant, étant donné la hauteur à laquelle se situe ce niveau.

Alors que l'importance des pertes de charge et les risques d'oscillations propres à ces régimes motiveraient une régulation particulièrement efficace, on est conduit à rechercher celle-ci uniquement par un étranglement important de la colonne de béton à sa base pendant la formation du bulbe, ou par une pénétration variable de la goulotte lorsque ce stade de la coulée est franchi, mais ce n'est pas toujours sans nuire à l'homogénéité du béton dans le premier cas, ou compatible avec une formation et un renouvellement corrects du bulbe dans le second.

Pour réduire au minimum les variations intempestives des pertes de charge, on est conduit, en outre, à rechercher une régularité de la composition du béton allant bien au-delà des tolérances usuelles qui fournissent à l'air libre d'excellents bétons.

La régulation du débit des régimes hauts pose donc un problème assez difficile, tout au moins jusqu'à ce que la pénétration de la goulotte soit suffisante.

En raison de l'importance des pertes de charge qu'ils impliquent, les régimes hauts correspondent mieux aux bétons relativement raides, aux goulottes de faible diamètre <sup>(2)</sup> à une grande pénétration de ces dernières, ou enfin à des débits volontairement forcés.

Aucun des régimes dont la colonne de béton se situe au-dessous du niveau supérieur de l'eau, ne peut se concevoir sans que le béton ait un pouvoir effectif de rétention d'eau; mais tout béton dont la composition et la maniabilité répondent aux conditions posées par l'amorçage et par la formation du bulbe donnent satisfaction à ce sujet sous réserve toutefois :

a) que la condition  $\varphi > \frac{1}{A}$  ou  $\varphi > \frac{1}{A - e}$  (suivant la nature du ciment) soit satisfaite jusqu'à ce que l'amorçage soit acquis, et cela avec une marge de sécurité qui est fonction du degré de précision de la régulation de la goulotte;

b) qu'après l'amorçage, les variations du débit ou les mouvements de la goulotte ne désorganisent pas le béton autour de celle-ci.

Ces régimes se caractérisent par des pertes de charge moins importantes que les régimes hauts, mais surtout par une action prédominante de la « force vive ».

Celle-ci, intervenant comme force active principale assure l'écoulement pour un niveau du béton dans la goulotte, très inférieur à celui qui équilibrerait statiquement les pertes de charge et la pression de l'eau, ce qui réduit considérablement les risques d'oscillations.

Son action est d'autant plus accusée que la hauteur de chute est plus grande et, sauf les réserves exprimées sous a) et b) ci-dessus, il n'y a pas de contre-indication à ce que le niveau de la colonne de béton descende, de ce fait, à celui de l'équilibre hydrostatique sans frottement ou même plus bas.

Comparativement aux régimes hauts, les régimes intermédiaires donnent lieu à une régulation plus aisée du débit et sans risque d'oscillations, car :

- l'intervention se situe à un niveau plus proche de l'équilibre hydrostatique sans frottement;

<sup>(1)</sup> Une alimentation fortement intermittente (benne par exemple) donne bien lieu à une force vive importante, mais celle-ci se trouve en général absorbée par la rencontre avec les parois inclinées de la trémie.

<sup>(2)</sup> Que ce soit voulu ou imposé par des questions d'encombrement, notamment pour le passage entre des armatures.



- elle a pour objet de corriger des variations de pertes de charge moins fortes, puisque ces dernières sont elles-mêmes moins importantes en valeur absolue;
- on dispose, enfin, de deux moyens d'action au lieu d'un pour assurer cette régulation (variation du niveau de la colonne de béton, d'une part, action sur les pertes de charge par étranglement ou par pénétration de la goulotte, d'autre part).

Les régimes intermédiaires s'obtiennent avec des bétons maniables par un choix judicieux du diamètre de la goulotte et de son émergence aux différents stades de la coulée, tout en adoptant bien entendu une pénétration moyenne de la goulotte qui correspond à la formation correcte du « bulbe » et à la pente superficielle désirée.

Les régimes bas ne sont qu'un cas particulier des régimes intermédiaires dans lequel la hauteur de chute libre est très grande (grandes profondeurs, émergence très forte). Ils ne sont admissibles, toutefois, qu'à partir d'un certain degré de formation du bulbe.

De tous les régimes qui sont possibles, les plus stables sont nécessairement ceux qui font le moins intervenir les pertes de charge, et nous venons de voir que les régimes intermédiaires, qui répondent à cette définition, sont également ceux qui rendent la régulation plus aisée.

Ces régimes <sup>(1)</sup> justifient donc qu'on leur donne la préférence sous réserve, rappelons-le encore une fois, de satisfaire d'abord à une condition précise de niveau de la colonne de béton depuis l'amorçage jusqu'à un certain degré de formation du bulbe, et sous réserve ensuite que le béton reste homogène après sa sortie de la goulotte.

4. Jusqu'à présent, seuls les régimes hauts ont été employés systématiquement à partir de l'amorçage, ou tout au moins par certains techniciens, pendant la phase essentielle de formation du bulbe.

La crainte d'un mouvement d'eau ascendant dans la colonne de béton est certainement à l'origine de ce choix. Mais il semble bien que si ce choix a été maintenu jusqu'à ce jour, (et en tout cas pour la phase essentielle de formation du bulbe) on le doit le plus souvent à la conception des moyens d'obturation et de réglage du débit pendant cette formation du bulbe.

À notre connaissance, tous les systèmes employés réalisent l'étranglement sous la forme d'un *espace annulaire* compris entre la section droite terminale de la goulotte, d'une part, et une surface plus ou moins horizontale, d'autre part, constituée soit par le fond naturel ou la surface de reprise, soit par la plaque d'obturation ou le tampon d'amorçage.

Comme il s'agit de l'écoulement d'un ensemble de constituants de dimensions absolument différentes de l'un à l'autre, (eau, ciment, sable, gravillon et gravier de diamètres croissants) on aboutit sur ce principe, à un fonctionnement par « tout ou rien » selon que les plus gros agrégats peuvent passer ou non dans l'espace annulaire qui leur est offert, ou, si le béton est très fluide, à un écoulement avec ségrégation.

Un fonctionnement par « tout ou rien » peut donner à la rigueur une régulation acceptable si, eu égard à l'inertie des masses en mouvement, le rappel est suffisamment énergétique (mais en général, ce n'est pas le cas) <sup>(2)</sup>, ou,

si l'ouverture minimale de passage des plus gros éléments ne représente qu'une faible partie de la section droite de la goulotte.

Or, sur ce dernier point, il n'en est rien également.

Considérons, en effet, une goulotte cylindrique de 30 cm de diamètre par exemple, recevant du béton dont les plus gros agrégats ne dépassent pas 60 mm (ce qui est bien en rapport avec le diamètre ci-dessus).

Si on détermine la plus petite section annulaire qui laisse passer de tels agrégats dans leur plus grande dimension, on constate que cette section représente les 4/5 de celle de la goulotte et qu'il suffit d'une levée supplémentaire de 2 cm de cette dernière (ce qui est peu appréciable avec les moyens habituels de manœuvre) pour passer à une section annulaire supérieure à celle de la goulotte, c'est-à-dire pour ne plus avoir à la base, d'autre effet que celui d'ajutage et de changement d'orientation des flux de béton dans des directions centrifuges.

La régulation du débit n'étant pas convenablement progressive avec le principe du « tout ou rien » tel qu'il peut être appliqué, il est normal que dans un cas semblable, on soit conduit à prendre une marge de sécurité importante dans le niveau supérieur de la colonne de béton pour éviter qu'à la faveur d'une augmentation intempestive de l'espace annulaire, la descente de cette colonne ne dépasse la limite au-dessous de laquelle un mouvement d'eau ascendant est à redouter. Mais l'écart qui en résulte avec le niveau d'équilibre sans frottement, constitue, on l'a vu, un risque d'oscillation et par suite de dissociation du béton à la sortie de la goulotte, ce qui est à l'opposé de ce qu'il convient d'obtenir pour tabler sur un pouvoir effectif de rétention d'eau. Pratiquement, cela conduit à maintenir un régime haut, en procédant par une succession de mouvements alternés de la goulotte jusqu'à ce que sa pénétration puisse intervenir comme seul moyen de régulation, et bien souvent à conserver ce régime au-delà, car si l'on choisit les facteurs en jeu de manière à atténuer la difficulté d'obtenir un régime haut pendant la formation du bulbe, il est difficile ensuite de revenir à un autre régime pendant la coulée proprement dite.

Si au contraire, des dispositions appropriées permettent le contrôle du débit sans dissociation ni ségrégation, rien ne s'oppose alors à l'adoption d'un régime intermédiaire ou même bas, mais étant donné l'action prépondérante de la force vive dans ces deux cas, une alimentation continue ou susceptible d'être considérée comme telle, en est le complément indispensable.

Dans cet ordre d'idées, l'introduction du béton par petites quantités du même ordre et à des intervalles de temps réguliers, telle qu'on obtient à la sortie d'une pompe à béton <sup>(1)</sup> ou par tout autre moyen de fractionnement donnant un résultat analogue, peut être considérée comme équivalente à une alimentation continue.

La succession d'impulsions régulières qui en résulte n'apporte aucun désordre dans la masse coulée ni délavage, mais simplement un léger frémissement de la surface séparative de l'eau et du béton, comme on peut le constater en bassin expérimental, et, en ce qui concerne les pertes de charge, leur effet est, à très peu près, celui d'un écoulement continu.

Enfin, la chute sous forme de masses élémentaires homogènes évite la dissociation des constituants du béton et sa

<sup>(1)</sup> Avec ces régimes, on réduit en outre la durée du séjour du béton dans la goulotte, et cela n'est pas négligeable pour les très grandes profondeurs conjuguées avec des débits modérés.

<sup>(2)</sup> Une goulotte usuelle à moyenne profondeur pèse plusieurs tonnes avec son contenu et la partie mobile de son appareillage de manœuvre.

<sup>(1)</sup> L'emploi de la pompe fournit, en outre, un contrôle supplémentaire du béton avant son entrée dans la goulotte car si des « bouchons » se produisent dans la conduite de refoulement, on est automatiquement averti qu'on se trouve momentanément au-dessous de la teneur en eau critique ou qu'il y a tendance à ségrégation.



répétition provoque même un serrage dans la masse plus efficace qu'un écoulement absolument continu, ce qui est particulièrement important, étant donné qu'au point de vue de l'imbrication de ses constituants, on doit considérer le béton immergé comme ayant une densité :  $(\Delta - 1)$ .

Pour conclure, que convient-il de retenir du résumé analytique précédent ?

1° En procédant à une étude préalable ayant pour base les conditions locales ainsi qu'un certain nombre de données expérimentales, il est possible de déterminer les valeurs admissibles pour chacun des principaux facteurs devant intervenir dans une coulée.

2° Pour quelques facteurs tels que la composition du béton, l'émergence, le débit et le diamètre de la goulotte, la latitude dans le choix des valeurs est telle que dans la plupart des cas on peut adopter à l'avance un régime préférentiel.

3° Quel que soit le régime de fonctionnement adopté, et malgré tous les soins apportés à la composition du béton, la qualité de celui-ci dans l'œuvre dépend en définitive de l'aptitude des moyens d'amorçage et de régulation du débit à remplir leur rôle avec efficacité, sans ségrégation ni dissociation.

4° Si cette dernière condition est remplie, le régime de fonctionnement le plus indiqué est le régime intermédiaire (ou quelquefois en cours de coulée le régime bas). Dans le cas contraire, et malgré les risques d'oscillations, seul le régime haut est à conseiller, tout au moins pendant la formation du bulbe.

5° L'introduction fractionnée du béton sous une forme suffisamment périodique pour être considérée comme continue, constitue le meilleur moyen d'alimentation d'une goulotte.

## DEUXIÈME PARTIE

### DISPOSITIONS NOUVELLES

#### BUT ET CARACTÉRISTIQUES

Ces dispositions ont un triple but :

Elles assurent :

1° une *régulation correcte* du débit d'écoulement, sous une forme qui permet d'obtenir, en même temps, un *amorçage progressif et sans ségrégation* ;

2° la *continuité du débit d'écoulement* quelle que soit l'importance de la remontée de la goulotte pendant les opérations de coulée ;

3° l'*automaticité du contrôle* du régime de fonctionnement, que ce soit pendant la formation du bulbe ou au cours de la coulée proprement dite.

Elles s'inscrivent dans le cadre des conclusions précédentes et leur mise au point repose pour partie sur un certain nombre d'études en bassin expérimental <sup>(1)</sup>.

Ce bassin, conçu et utilisé initialement pour l'étude de l'amorçage et de la formation du bulbe en grande masse, a une capacité utile de 40 m<sup>3</sup> <sup>(2)</sup>.

De forme parallélépipédique, l'infrastructure en est réalisée en béton armé (fig. 19). Les faces latérales sont pourvues d'un certain nombre d'ouvertures destinées, en principe, à l'observation ; des ouvertures complémentaires sont disposées en pan coupé pour permettre, le cas échéant, s'éclairer par une rampe de projecteurs.

L'obturation des ouvertures est obtenue par des panneaux en plexiglas serties chacun dans un cadre étanche permettant une dilatation différentielle.

Les prises de vues photographiques ou cinématographiques sont obtenues à partir d'une chambre d'observation disposée sur l'une des faces.

(1) Nous tenons à citer ici la contribution de MM P. Bouillot et J. Bourgoïn aux études de conception ou à la mise au point de certaines de ces dispositions.

(2) Pour avoir une analogie satisfaisante avec la réalité, on a été conduit à donner au bassin expérimental des proportions permettant d'opérer à échelle grandeur ; une échelle réduite, conviendrait mal étant donné, notamment, l'influence du rapport  $\frac{\gamma}{S}$  de la goulotte.

Pour l'étude de certains problèmes, le bassin peut recevoir un aménagement complémentaire constitué par un double coffrage transparent, également en plexiglas, à l'intérieur duquel s'effectue la coulée à étudier.

Afin d'avoir un champ d'observation suffisant, ce double coffrage est placé à une certaine distance de l'ouverture d'observation et l'intervalle est équipé en chambre d'eau claire par des panneaux obturateurs, à l'intérieur desquels une légère surpression est maintenue pour éviter toute introduction de substance étrangère (laitances notamment).

L'éclairage dans ce cas est disposé soit à la verticale de la partie entre coffrages, soit en arrière, au-dessus d'un panneau réfléchissant convenablement orienté.

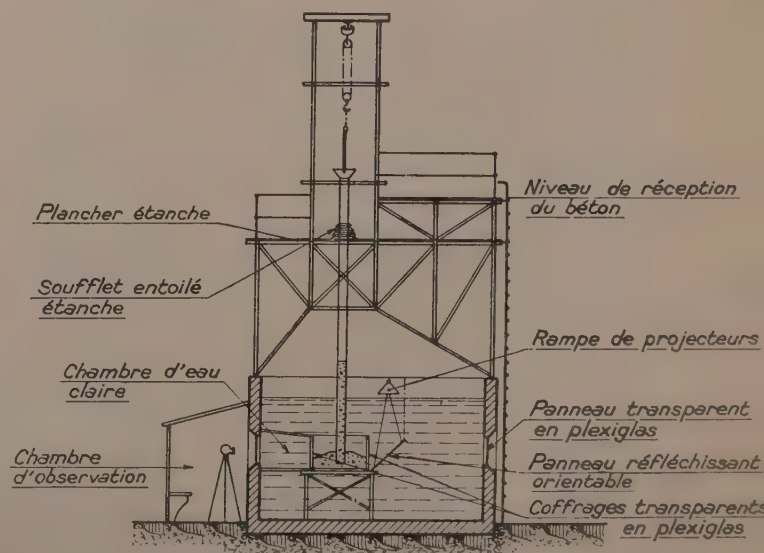


Fig. 19. — Bassin expérimental.





Fig. 20. — Installation d'immersion continue du béton de radier d'une forme de radoub.

L'infrastructure du bassin est surmontée par une charpente tubulaire qui permet de situer à différents niveaux, le plancher de réception et d'introduction du béton.

L'étanchéité de ce plancher (indispensable pour ne pas troubler l'observation) est assurée au passage de chaque goulotte par un soufflet entoilé disposé de manière à ne pas en gêner le coulissement.

La charpente tubulaire supporte, en outre, les organes de manœuvre et de régulation des goulottes, ainsi que les moyens de manutention des coffrages et des éléments moulés en béton immergé.

Une liaison téléphonique permanente fonctionne entre le plancher de manœuvre et la cabine d'observation par l'intermédiaire d'un combiné micro-ampli-haut parleur.

Indépendamment des cas d'utilisation déjà mentionnés ci-dessus, le bassin expérimental a servi :

- pour compléter notre documentation antérieure sur l'état de surface du béton suivant les conditions d'écoulement;
- pour l'étude de la formation des laitances et le comportement de différents ciments à cet égard (nous reviendrons plus loin sur ce point);
- pour l'étude systématique de bétons de différentes compositions;
- enfin, pour l'exécution de prototypes de jonctions, d'éléments préfabriqués ou même de poutres entièrement en béton armé immergé.

### Régulation du débit.

La première disposition consiste en un obturateur de pied de goulotte à orifices variables.

Cet obturateur est constitué par une pièce annulaire comportant des orifices d'écoulement dont la variation de section est obtenue soit par un mouvement relatif de cette pièce par rapport à un tampon d'amorçage approprié, soit par le coulissement d'un fourreau concentrique (après descente et retenue en fin de course dudit tampon).

La forme des orifices (créneaux, festons, dentelures ou lumières), leur nombre et leur répartition varient avec la nature et la dimension maximale des agrégats, avec la section de la goulotte, et en outre, dans certains cas, en fonction des directions préférentielles à imprimer aux flux de béton (présence d'armatures dans le cas du béton armé, par exemple).

Cette détermination résulte, en général, d'essais préalables en bassin expérimental dont l'un des buts est d'obtenir pour la plus petite section permettant l'écoulement <sup>(1)</sup>, le passage correct du plus gros des agrégats.

Sous sa forme la plus courante, le tampon d'amorçage est réalisé en béton armé afin d'en permettre l'incorporation ultérieure dans la masse sans affaiblissement local. Il comporte un dispositif d'étanchéité et des guidages destinés à en assurer le coulissement sur la hauteur correspondant au fonctionnement en obturateur; ces guidages sont disposés de manière à ne pas créer d'entrave sensible au passage du béton dès que l'écoulement commence. La descente progressive du tampon est obtenue soit par un câble de retenue, soit par un dispositif auto-serreur.

Pour un certain nombre d'applications, les tampons sont métalliques et récupérables; dans quelques cas, ceux-ci se plient automatiquement en fin de course pour réduire leur encombrement, ou pour en permettre la récupération sans attendre la fin de la coulée.

Toutes les indications précédentes sont valables, que la section de la goulotte soit circulaire ou non; elles s'appliquent, en particulier, dans le cas des goulottes ovales qui conviennent mieux pour le béton armé.

Sous l'une ou l'autre des formes que nous venons d'indiquer, l'obturateur constitue un moyen efficace de régler sans dissociation ni ségrégation le débit d'écoulement pendant la formation du bulbe en créant à la base de la goulotte, une perte de charge supplémentaire variable dont on garde le contrôle.

Sa structure, sans protubérance, n'apporte aucune entrave aux mouvements verticaux de la goulotte (ce qui en facilite

<sup>(1)</sup> L'expérience montre qu'à partir d'une certaine proportion entre la section des orifices et celle de la goulotte, les pertes de charge sont suffisantes pour arrêter tout écoulement, même dans les circonstances les plus favorables de plasticité du béton.



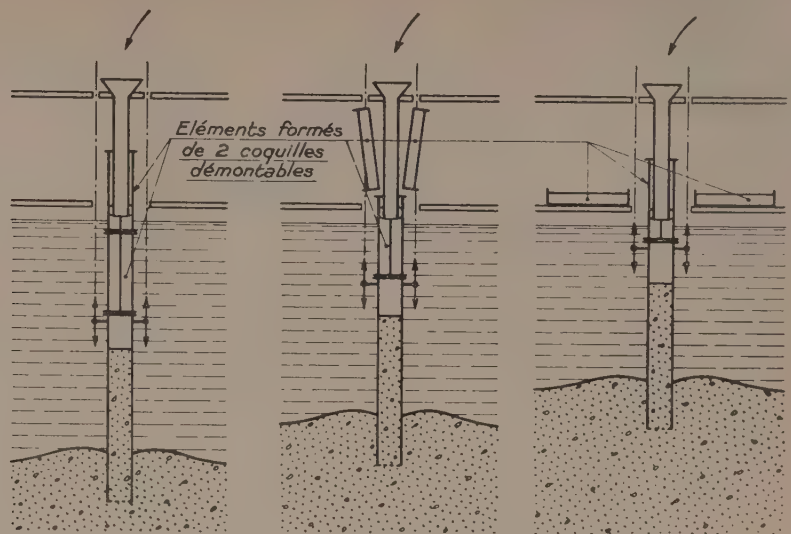


Fig. 21. — Goulotte télescopique démontable sans interruption de l'écoulement.

la manœuvre et notamment le rappel pour la régulation) ni de gêne aux flux d'écoulement pendant la coulée proprement dite.

Il est applicable quel que soit le régime d'écoulement; mais précisément parce qu'il n'apporte aucune dissociation et qu'il est progressif, il permet, à l'encontre d'autres systèmes de régulation, d'adopter un régime intermédiaire dès le début de la formation du bulbe et même un régime bas pendant la coulée proprement dite, si les circonstances s'y prêtent.

A son tour, l'adoption, rendue possible, de ces régimes rapproche le niveau supérieur de la colonne de béton du niveau d'équilibre statique sans pertes de charge, ce qui rend plus aisé le rôle de l'obturateur.

C'est là une caractéristique importante de cette disposition nouvelle.

### Continuité du débit.

La continuité du débit d'alimentation, dont nous avons souligné l'intérêt, ne suffit pas pour obtenir en partant d'une composition satisfaisante, un béton immergé homogène en toutes ses parties; il ne faut pas, en outre, que la remontée inévitable des goulottes au cours de la coulée puisse être une cause d'interruptions prolongées pendant lesquelles la plasticité du béton participant encore au mouvement de coulée se modifierait, ce qui réagirait sur le régime de fonctionnement et sur les cheminements dans la masse.

Pour éviter cet écueil lors des coulées de quelque importance, on est conduit si l'on veut éviter des installations complexes, de goulottes susceptibles d'une alimentation continue pendant leur relevage (et la figure 20 en fournit un exemple), à donner la préférence aux goulottes télescopiques, ce qui simplifie en même temps leur alimentation, et à prévoir au-delà de la course possible de la partie mobile de ce type de goulotte, un certain nombre d'éléments démontables.

Différentes dispositions permettent de réduire les temps morts correspondant à l'enlèvement progressif de ces éléments. Mais pour certaines coulées, et notamment lorsque, par suite de la distance de transport, l'âge du béton dans le bulbe se rapproche de celui du début de la prise, cela est encore insuffisant.

Pour obtenir une continuité absolue du débit d'écoulement dans ce dernier cas, nous utilisons des éléments constitués chacun par deux coquilles reliées hermétiquement entre elles suivant un plan diamétral et dont le montage s'effectue aisément au fur et à mesure qu'elles atteignent le niveau correspondant à leur mise hors circuit (fig. 21).

### Automaticité du contrôle.

Le principe consiste à contrôler directement les pertes de charge à la sortie de la goulotte par les variations de niveau du béton à l'intérieur de celle-ci.

A cet effet, un élément spécial de goulotte renferme une cellule du type « capteur de pressions » qui est placée au niveau correspondant au régime de fonctionnement recherché.

Sous sa forme la plus simple, et cela est en général suffisant <sup>(1)</sup>, la cellule est déclenchée ou au repos suivant que la colonne de béton dépasse ou non son niveau.

Dans un mode de réalisation plus complexe, elle ne fonctionne que sous une certaine pression de la colonne et le seuil de déclenchement peut varier en fonction de la charge d'eau extérieure (cellule différentielle), ce qui permet de tenir compte des variations du régime de fonctionnement au fur et à mesure de la progression de la coulée.

Que ce soit sous l'une ou l'autre forme, la cellule agit par l'intermédiaire d'un *relai* sur le ou les dispositifs qui font varier l'étranglement et la pénétration de la goulotte.

Quand ce dispositif est unique, c'est-à-dire lorsque l'organe de suspension de la goulotte permet aussi bien la formation du bulbe par étranglement <sup>(2)</sup> que la coulée, par pénétration, l'équipement qui asservit ce dispositif à la cellule est le suivant :

La goulotte est suspendue par l'intermédiaire d'un câble mouflé à plusieurs brins dont le treuil de relevage reçoit

<sup>(1)</sup> L'adoption d'un seul niveau pour caractériser le fonctionnement du début à la fin d'une coulée suffit pratiquement dans un grand nombre de cas, quand on dispose d'un obturateur de pied efficace.

<sup>(2)</sup> C'est le cas lorsque l'obturation du pied est obtenue par un mouvement relatif de la goulotte et du tampon d'amorçage.



une des extrémités. Au lieu d'être fixe, l'autre extrémité est solidaire du piston d'un *vérin pneumatique* de course appropriée et, dont les mouvements sont commandés par la cellule.

Les mouvements de la goulotte, consécutifs au contrôle automatique du régime de fonctionnement, n'affectent pas ainsi le réglage du relevage progressif de la goulotte par le treuil, au fur et à mesure de la coulée.

Le relai entre la cellule et le vérin est assuré par une électrovalve placée dans un coffret-relai; un jeu de *voyants lumineux* disposés sur la face antérieure du coffret tient le chef de manœuvre informé de la position de l'électrovalve (fig. 22).

De cette manière, celui-ci est à même de faire, par expérience, la distinction entre les variations de régime justifiables du fonctionnement automatique du vérin et celles qui résultent de l'augmentation de la masse coulée et qui demandent alors l'intervention du treuil agissant sur la suspension de la goulotte.

Pour des coulées très importantes, les électrovalves et les voyants des différentes goulottes sont groupés dans une *armoire relai* commune mais l'impulsion donnée par chaque cellule passe d'abord par l'intermédiaire de relais à action retardée auxquels les treuils de suspension de goulottes sont alors asservis, ce qui a pour effet de rendre complètement automatique la distinction ci-dessus dans l'origine des variations de régime.



a) fermé.



b) ouvert.

Fig. 22. — Coffret-relai de régulation.

Précisons enfin qu'en régime haut, le déclenchement des électrovalves doit se produire par une baisse du niveau supérieur de la colonne de béton et que c'est l'inverse en régime intermédiaire ou bas, ce qui implique une disposition différente des vérins de régulation et de leur fin de course.

Ce qui est dangereux, en effet, dans un régime haut, c'est l'amorçage d'une oscillation par descente brusque de la colonne de béton, alors que pour les deux autres formes de régime une oscillation ne peut se produire sans être précédée d'une remontée importante de cette même colonne.

Cette différence essentielle rend la régulation encore plus sûre pour les régimes intermédiaires ou bas, ce qui est un avantage supplémentaire en faveur de ces derniers.

## APPLICATIONS

Les dispositions précédentes<sup>(1)</sup> sont applicables à l'exécution de tous les ouvrages dans lesquels l'infrastructure peut être réalisée normalement en béton immergé (formes de radoub, écluses, murs de quai, massifs de fondation d'ouvrages d'art, etc...).

Mais la qualité du béton qu'elles permettent d'obtenir leur ouvre un champ d'application plus vaste, notamment dans les ouvrages où certaines parties sont susceptibles de travailler à l'extension ou à des taux élevés de compression ou requièrent plus simplement une excellente homogénéité du béton.

Dans cet ordre d'idées, nous avons résumé dans les tableaux ci-après, un certain nombre d'indications sur différentes applications récentes réalisées sous le contrôle de nos spécialistes.

## RÉSULTATS

La première application des dispositions nouvelles présentait certaines particularités qui ont été mises à profit pour procéder sur une grande échelle à l'examen du béton immergé.

Les massifs d'infrastructure du quai Gambetta de Boulogne-sur-Mer se situent en effet entre les cotes (— 7,00) et (+ 2,65) par rapport au zéro des cartes marines.

Dans la partie courante de l'ouvrage, ces massifs ont été exécutés entre deux rideaux de palplanches arasés au minimum à la cote (+ 2,65), ce qui permettait, moyennant quelques épaissements, l'examen à marée basse des surfaces transversales de reprise sur plusieurs mètres de hauteur.

L'émergence des massifs à marée basse permettait en outre de faire, de distance en distance, des puits en pleine masse à l'intérieur desquels, des blocs de l'ordre de 500 à 1 000 kg ont été isolés et extraits à différents niveaux, puis débités à la scie diamantée pour former des cubes d'essais.

Enfin, à l'une des extrémités où les problèmes de raccordement avec un autre ouvrage ont été résolus au moyen d'un batardeau général, il a été possible d'exécuter un peu au-dessus du niveau de fondation des massifs, une galerie dans l'un d'eux, parallèlement au front d'accostage, puis un retour d'équerre jusqu'à l'un des parements. Comme dans les puits des blocs ont été isolés et extraits pour réaliser des cubes d'essais.

<sup>(1)</sup> L'essentiel de ces dispositions a fait l'objet de brevets en France et dans un certain nombre de pays étrangers.



Groupe	Maître de l'Œuvre ou Service chargé du contrôle de l'exécution	Désignation de l'ouvrage	Caractéristiques principales	Rôle du béton immergé	Entrepreneurs chargés des travaux	Cubes de béton immergé
I. OUVRAGES MASSIFS	Service Maritime du Pas-de-Calais	<b>Quai Gambetta Sud à Boulogne- sur-Mer (1953-1956)</b>	Ouvrage d'accostage du type : mur de quai à chaise avec super- structure élégié ; longueur totale : 350 m environ.	Infrastructure de l'ouvrage	Entreprise Fougerolle	15 000 m <sup>3</sup>
	Direction des Travaux Publics de la Côte d'Ivoire	<b>Pont d'Abidjan (1954-1957)</b>	Pont mixte (rail-route) en poutres droites de 550 m de longueur totale. Deux caissons formant culées de la partie principale et sept appuis en lagune fondés chacun sur huit piles-colonnes.	Remplissage des piles-colonnes	S. E. T. A. O. S. F. E. D. T. P. Société des Entreprises Boussiron	4 000 m <sup>3</sup>
II. PILES-COLONNES	Service Maritime de la Seine-Maritime	<b>Quais de la cale et du carénage à Dieppe (1957)</b>	Appontements en béton armé fondés sur piles-colonnes ; longueur totale : 85 m environ.		Entreprise Morineau	500 m <sup>3</sup>
	Direction des Travaux Publics de la Côte d'Ivoire	<b>Pont d'Abidjan (1954-1957)</b>	(Voir ci-dessus)	Remplissage des chambres de travail des caissons-culées	(Voir ci-dessus)	2 000 m <sup>3</sup>
III. CAISSONS	Chambre de Commerce du Havre  Ponts et Chaussées de la Seine-Maritime	<b>Pont de Tancarville sur la Seine (1956-1959)</b>	Pont-route de 1 400 m de longueur totale dont 400 m de viaduc d'accès et 960 m de tablier suspendu — Portée centrale : 608 m. Deux pylônes de 123 m de hauteur, fondés sur caissons. Deux massifs d'ancrage, dont l'un de 47,20 × 47,17 × 20,20 (rive gauche) fondé sur caissons.	Remplissage de la chambre de travail du caisson A. R. du massif d'ancrage R. G.  Obturation du dispositif alvéolaire des caissons AV. du massif d'ancrage R. G.	Génie Civil Viaduc d'accès : Entreprises Campenon Bernard Massif d'ancrage R. G. : Compagnie Indus- trielle de Travaux Pylônes RD et RG, Massif d'ancrage RD : Société des Entreprises Boussiron Entreprise Fougerolle Société Française d'En- treprises de Dragages et de Travaux Publics Régie Générale de Chemin de Fer et T. P. Entreprises de Grands Travaux Hydrauliques	500 m <sup>3</sup>  900 m <sup>3</sup>
				Même rôle en ce qui concerne le caisson de fondation du pylône R. G.		2 300 m <sup>3</sup>
	Service Maritime du Pas-de-Calais	<b>Musoir de la digue Nord à Boulogne- sur-Mer (1958)</b>	Un seul caisson const- ruit à flot jusqu'à concurrence d'un dé- placement de 10 000 t, complété sur place par un massif élégi portant sa hauteur totale à 26,60 m. A la partie inférieure, trois chambres de travail à air comprimé	Renforcement des poutres et du plafond des chambres de travail	Entreprise Fougerolle	1 000 m <sup>3</sup>



# I. QUAI GAMBETTA SUD A BOULOGNE-SUR-MER

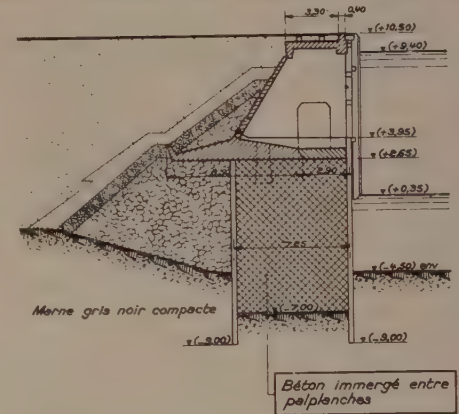
## Caractéristiques générales des massifs élémentaires d'infrastructure

Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
24	10,60 × 7,25	Palplanches métalliques	Inférieur : (− 7,00) Supérieur : (+ 2,65)	9,65 m	Marne gris noir compacte	Variable entre les cotes (+ 9,40) et (+ 0,35)

Longueur de la partie courante de l'ouvrage :  
255 m environ.

Bétonnage de chaque massif élémentaire en trois tranches dont la dernière comportait l'incorporation de différents scellements et un surfacage général à l'émergence de basse mer.

Fortes variations de marée pendant le bétonnage.



## Ia. PONT D'ABIDJAN : FONDATION DES APPUIS EN LAGUNE

### Caractéristiques générales des piles-colonnes

Nombre	Diamètre	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
56	1,35 m	Gaines en béton précontraint placées à l'intérieur des viroles de fonçage	Inférieur : variable entre (− 38,00) et (− 68,00) Supérieur : (− 4,20)	Variable entre : 33,80 m et 63,80 m	Sable et gravillon surmontés de sable argileux et de vase plus ou moins fluente	Variable entre les cotes (+ 1,80) et (+ 0,60)

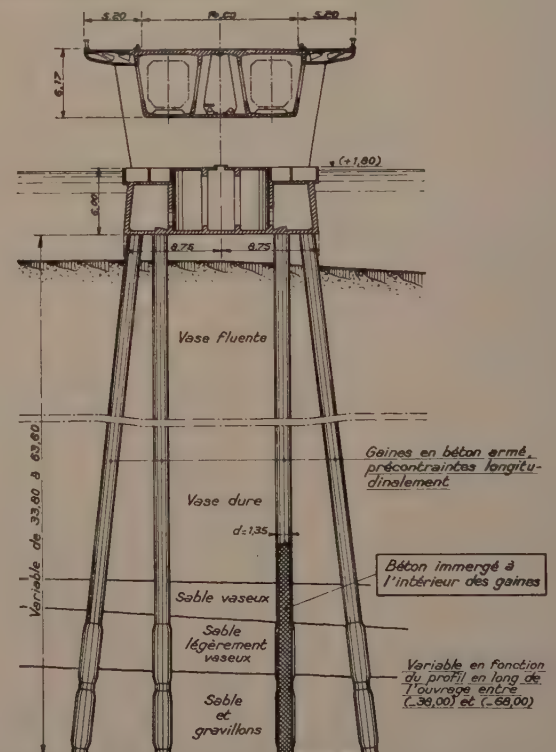
Forage des piles-colonnes par le procédé Benoto.

Inclinaison à 15/100 de la moitié des piles-colonnes.

Taux de travail du béton immergé de l'ordre de 100 kg/cm².

Divers obstacles sur la hauteur de bétonnage, tels que collerettes de gaines, câbles de précontrainte, tubes d'injection, etc...

Profondeur exceptionnelle.





## IIb. QUAIS DE LA CALE ET DU CARÉNAGE A DIEPPE

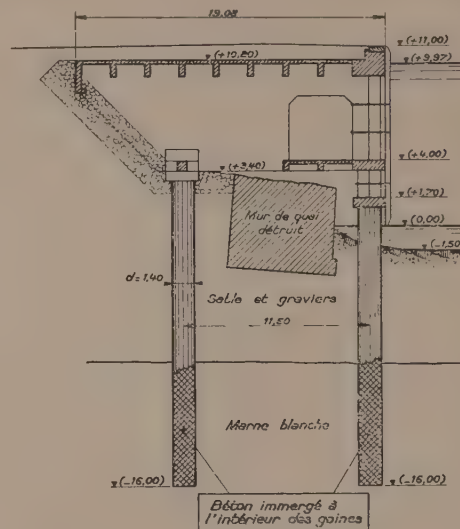
### Caractéristiques générales des piles-colonnes

Nombre	Diamètre	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
20	1,40 m	Viroles en acier	Inférieur : (- 16,00) Supérieur : (+ 1,10) ou (+ 2,80) suivant la file d'appuis	17,10 m ou 18,80 m	Marne blanche surmontée de sable et de gravier	Variable entre les cotes : (+ 9,97) et (0,00)

*Forage des piles-colonnes par le procédé Benoto.*

*Armatures périphériques importantes.*

*Fortes variations de marée pendant le bétonnage.*



## IIIa. PONT D'ABIDJAN : FONDATION DES CULÉES

### Caractéristiques générales des chambres de travail et des alvéoles

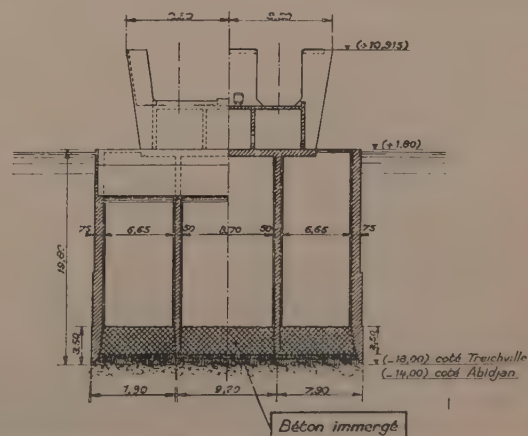
Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
Une chambre de travail par caisson	25,00 × 12,60 surmontée par 6 alvéoles de 8,50 × 5,00	Béton armé	Inférieur (- 13,00) ou (- 17,00) Supérieur (- 10,50) ou (- 14,50)	2,50 m	Sable surmonté de vase plus ou moins fluente	Variable entre les cotes (+ 1,80) et (+ 0,60) (lagune maritime)

*Deux caissons de 25,00 × 12,60. Hauteur : 16,00 ou 20,00.*

*Un caisson entièrement foncé par havage, jusqu'à (- 14,00), l'autre jusqu'à (- 18,00).*

*Béton immergé dans les chambres de travail pour constituer directement la fondation.*

*Sous-couche de gravier, interposée entre le terrain de fondation et le béton immergé.*



### IIIb. PONT DE TANCARVILLE : FONDATION ARRIÈRE DU MASSIF D'ANCRAGE R. G.

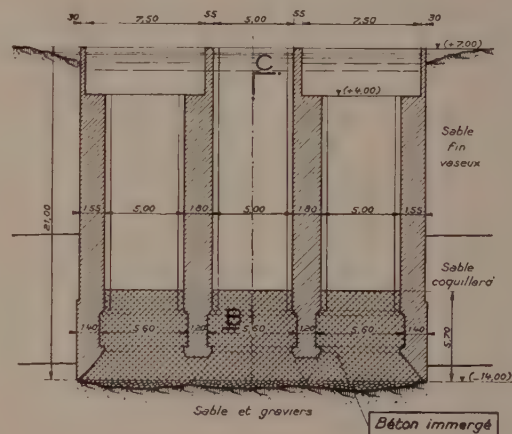
Caractéristiques générales de la chambre de travail et des alvéoles					Terrain de fondation	Plan d'eau
Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante		
Une chambre de travail	22,00 × 7,90 surmontée par 3 alvéoles de 5,00 × 4,50	Béton armé	Inférieur : (— 14,00) Supérieur : (— 8,30)	5,70 m	Sable et gravier surmontés de sable coquillard ou vaseux du marais Vernier	Peu variable : (+ 6,00) environ

Un caisson de 22,00 × 7,90. Hauteur : 21,00.

Caisson entièrement foncé par havage jusqu'à (— 14,00).

Béton immergé dans la chambre de travail pour constituer directement la fondation.

Sous-couche de gravier, interposée entre le terrain de fondation et le béton immergé.



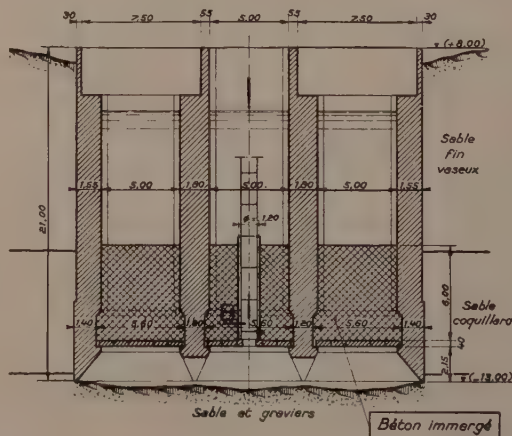
### IIIc. PONT DE TANCARVILLE : FONDATION AVANT DU MASSIF D'ANCRAGE R. G.

Caractéristiques générales des alvéoles					Terrain de fondation	Plan d'eau
Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante		
Dans chaque caisson, 3 alvéoles au-dessus de la chambre de travail	5,00 × 4,50 pour chaque alvéole	Béton armé	Inférieur (— 10,50) Supérieur (— 4,50)	6,00 m	Sable et gravier surmontés de sable coquillard ou vaseux du marais Vernier	Peu variable : (+ 6,00) environ

Deux caissons de 22,00 × 7,90. Hauteur : 21,00.

Caissons partiellement foncés par havage.

Béton immergé sur dalles jointives posées au scaphandre à la base du dispositif alvéolaire pour passer du havage sous l'eau au fonçage à l'air comprimé.





### III d. PONT DE TANCARVILLE : FONDATION DU PYLONE R. G.

#### Caractéristiques générales des alvéoles

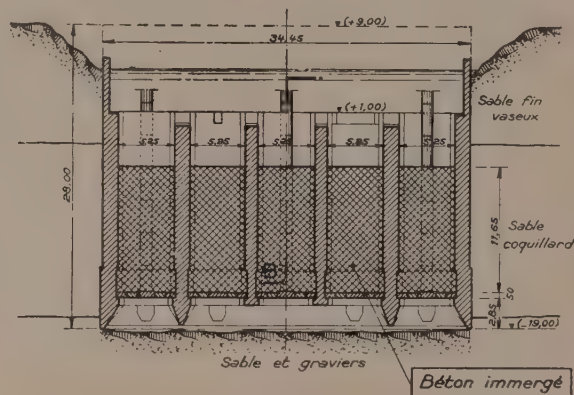
Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
10 alvéoles au-dessus des chambres de travail	5,25 × 3,90 pour chaque alvéole	Béton armé	Inférieur : (— 15,50) Supérieur : (— 4,00)	11,50 m	Sable et gravier surmontés de sable coquillard ou vaseux du marais Vernier	Peu variable : (+ 6,00) environ

Un caisson de 34,45 × 12,30. Hauteur : 28,00.

Charge totale au niveau de la fondation : 50 000 t.

Caisson partiellement foncé par havage.

Béton immergé sur dalles jointives posées au scaphandre à la base du dispositif alvéolaire pour passer du havage sous l'eau au fonçage à l'air comprimé.



### III e. CAISSON-MUSOIR DE LA DIGUE NORD A BOULOGNE-SUR-MER

#### Caractéristiques générales des alvéoles

Nombre	Section	Nature des parois	Niveaux de bétonnage	Hauteur correspondante	Terrain de fondation	Plan d'eau
10 alvéoles rectangulaires — 4 alvéoles d'angle	5,00 × 4,40  5,00 de diamètre	Béton armé exécuté à flot à l'intérieur d'une ossature métallique	Inférieur : (— 13,40) Supérieur : (— 10,60)	2,80 m	Marne gris noir compacte	Variable entre les cotes (+ 9,40) et (+ 0,35)

Un caisson de 40,00 × 16,00. Hauteur : 26,60.

Béton immergé de renforcement des poutres et du plafond des chambres de travail (mesure de sécurité prise en raison de l'ancienneté du caisson et des dommages de guerre subis par ce dernier).

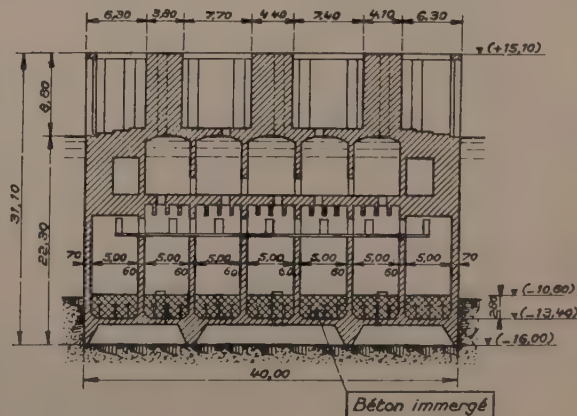




Fig. 23. — Surface transversale de reprise après repiquage du béton.



Fig. 25. — Galerie de contrôle percée à la base d'un massif.

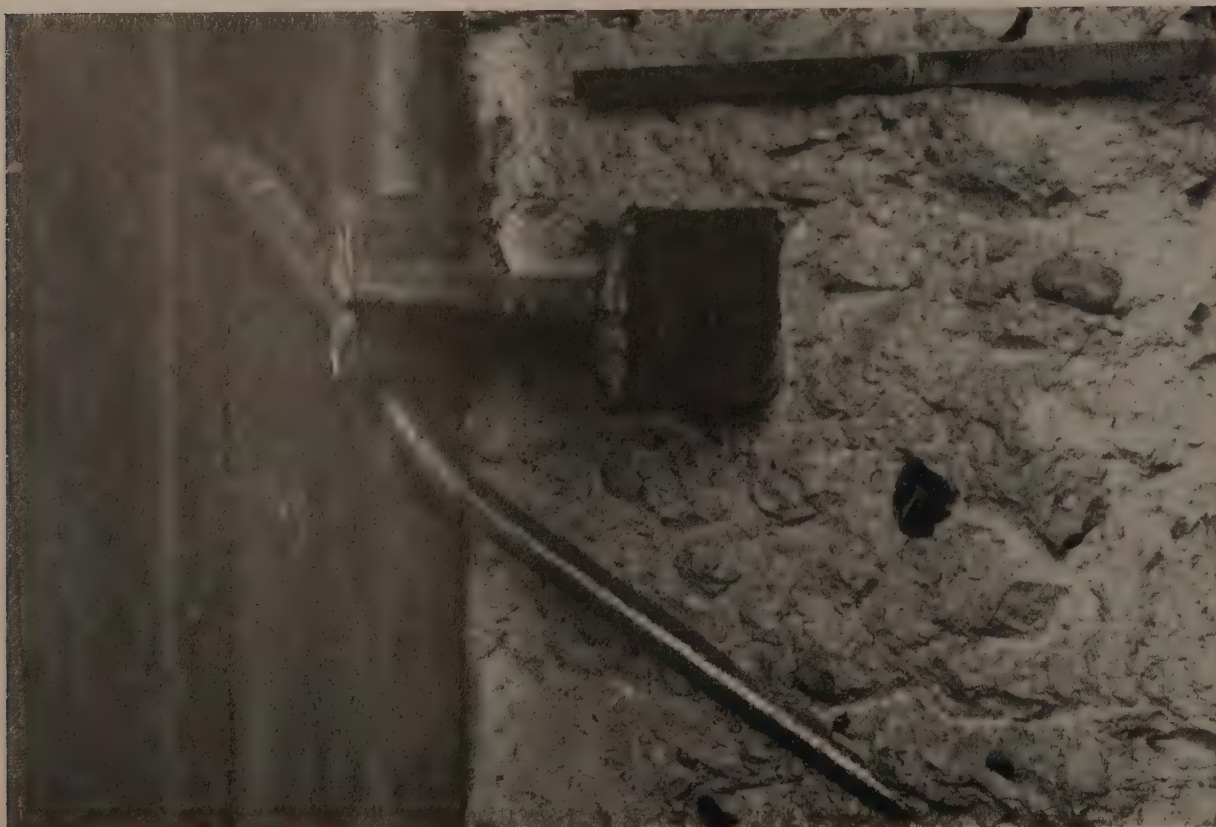


Fig. 24. — Détail de la figure précédente.



Toutes les constatations ont été concordantes : le béton se présentait sous l'aspect d'une masse compacte sans ségrégation des agrégats, comme on peut en juger par les figures 23, 24, 25, et 26; et en laboratoire, les différents essais sur prélèvement ont donné d'excellents résultats.

Les applications postérieures à celle du quai Gambetta n'ont fait que confirmer ces constatations et résultats.

Nous donnons à propos de ces derniers, les précisions suivantes sur la résistance à la compression, d'une part, et sur la perméabilité, d'autre part.

La résistance à la compression était mesurée à la presse, sur des cubes ayant sensiblement 0,20 m d'arête, et obtenus par débitage dans les conditions déjà mentionnées ci-dessus.

Les chiffres du tableau suivant concernent un béton immergé au dosage de 350 kg de ciment C. S. S.

Référence	Surface d'écrasement (en cm <sup>2</sup> )	Charges totales de rupture (en kg)	Contrainte de rupture (en kg/cm <sup>2</sup> )
S <sub>1</sub>	404	187 000	463
S <sub>2</sub>	396	183 000	462
S <sub>3</sub>	348	153 000	440

La perméabilité était mesurée sur des éprouvettes cylindriques obtenues par carottage, en appliquant des pressions croissantes jusqu'à 20 kg/cm<sup>2</sup> sur une portion déterminée d'une des faces circulaires et en mesurant l'écoulement à travers la face opposée.

A titre d'exemple, sur prélèvement de béton immergé dosé à raison de 350 kg de ciment C.P.A., aucun écoulement n'a été obtenu en 24 h bien que l'épaisseur dudit prélèvement n'ait été que de 8 cm.

\* \* \*

On sait enfin que la proportion des *laitances* constitue un des critères de l'efficacité des moyens de mise en œuvre du béton immergé.

Avec certaines méthodes, les laitances sont particulièrement abondantes et leur enlèvement doit se faire suivant des règles précises pour éviter leur inclusion.

Dans la méthode d'immersion par goulotte, leur importance dépend essentiellement des conditions de formation et de renouvellement du bulbe.

Les laitances se produisent au contact du béton et de l'eau libre; pour commencer, la face supérieure des agrégats perd la pellicule de ciment d'enrobage, l'eau pénètre ensuite dans l'intervalle des grains, entraînant le ciment. Cette pénétration est activée par le fait que le développement du bulbe produit un mouvement de la surface dans une direction centrifuge, ce qui se traduit par un développement circonférentiel de plus en plus grand, donc par un étalement de cette surface; ce qui implique à son tour des apports d'éléments généralement fins (c'est-à-dire en partie de ciment) des couches sous-jacentes.

Lorsque l'immersion du béton est correcte, les mouvements de surface sont très progressifs et la majeure partie de l'expansion du béton se fait dans la masse. Dans ce cas, le délavage ne gagne pas en profondeur et il n'intéresse, en définitive, qu'une très faible partie du béton.

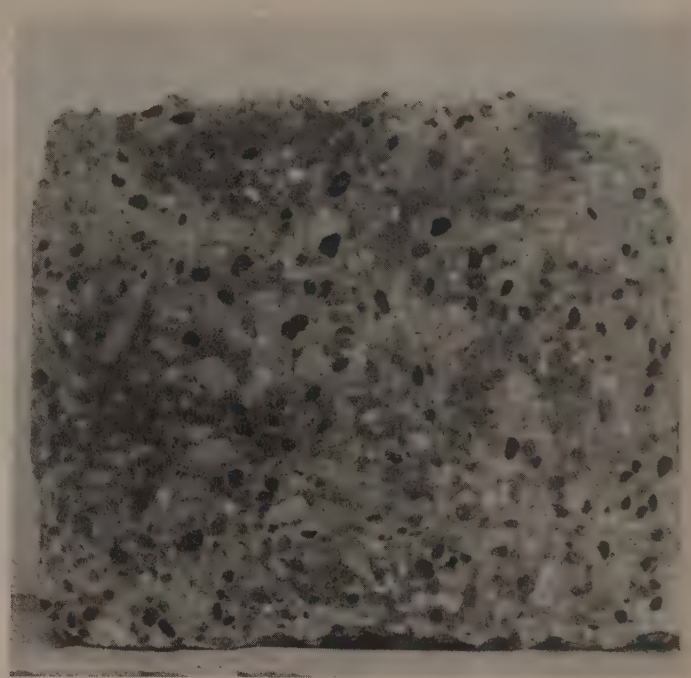


Fig. 26. — Détail de débitage d'un bloc à la scie diamantée.

La figure 27, prise en bassin expérimental, montre l'aspect de surface du dôme d'un bulbe en formation, la faible importance des laitances et la limpidité de l'eau avoisinante.

Si la conduite de la coulée donne lieu à des anomalies telles qu'oscillations basses, formations crouteuses ou rejet des flux de béton en surface, désamorçage, etc...

le volume des laitances augmente considérablement, et la masse du béton en conserve une partie importante sous



Fig. 27. — Dôme d'un bulbe en formation.

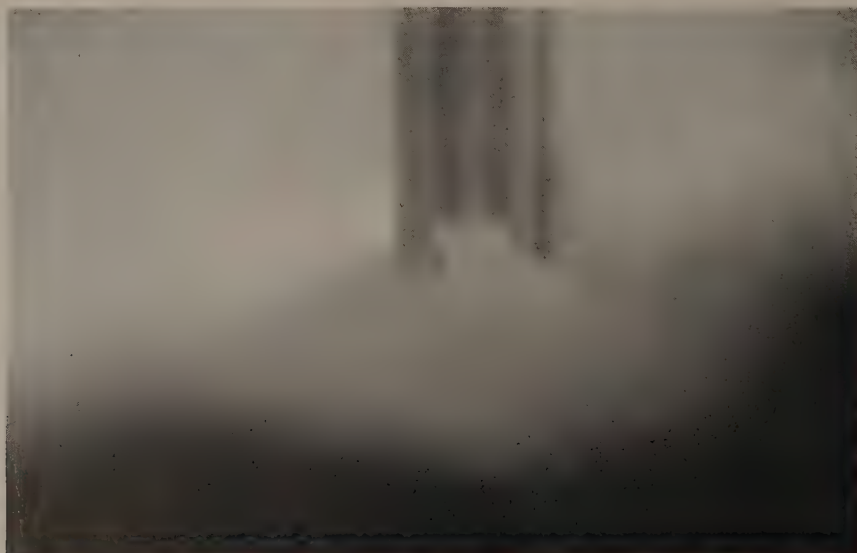


Fig. 28. — Formation de laitance provoquée par une oscillation basse.

forme d'inclusions. La figure 28 donne un exemple de formation des laitances par oscillation basse provoquée volontairement en bassin expérimental.

Les dispositions nouvelles dont nous avons fait mention évitent ces inconvénients et le volume des laitances, toutes rassemblées en surface, varie en général entre 0,5 % et 2 % suivant les conditions locales et la nature du ciment (les ciments onctueux ou rendus tels par certains produits d'addition, étant bien entendu ceux qui donnent lieu, toutes proportions gardées, au minimum de laitances).

\* \* \*

Toutes les applications faites à ce jour permettent d'affirmer qu'il est possible d'obtenir *systématiquement* des bétons immergés de même qualité que des bétons à l'air libre de composition analogue.

Elles ont montré la *simplicité de fonctionnement* des dispositions nouvelles et leur *efficacité* contre toute fausse manœuvre pendant les différentes phases d'une coulée.

Leur intérêt peut être souligné en reprenant l'exemple du quai Gambetta de Boulogne-sur-Mer à propos duquel, ayant la faculté d'opter pour la tranche supérieure d'infrastructure, entre une exécution à la marée (comme cela était de pratique courante dans ce port pour des travaux analogues) et l'immersion directe, cette dernière méthode a été retenue parce que, tout en donnant entière satisfaction au point de vue de la qualité du béton, elle était à la fois plus rapide et plus économique.

Mentionnons enfin que si une étude granulométrique précise doit précéder toute opération de coulée, cela n'exécède pas, en général, ce qu'il convient de faire pour des bétons à l'air libre, chaque fois que l'on est en présence de constituants nouveaux ou en proportions différentes. Tout au plus, l'incorporation de produits d'addition demande-t-elle, lorsqu'elle est nécessaire, une étude un peu plus complète.

Jean BOUVIER

Directeur Technique et Fondé de Pouvoir  
de l'Entreprise Fougerolle.

(Reproduction interdite.)



SUPPLÉMENT AUX

# ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

FÉVRIER 1960

Treizième Année, N° 146

Série : *MATÉRIAUX (18)*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 10 AVRIL 1959

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. BOMBOIS**,

Président de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Menuiserie et Parquets

et de **M. LAGANNE**,

Président de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Charpente,  
Vice-Président de la Fédération Parisienne du Bâtiment

## LE BOIS DANS LES PANNEAUX DE FAÇADE ET LES MURS RIDEAUX

par **M. J. COLLARDET**,

Directeur au Centre Technique du Bois

## CHARPENTES COLLÉES

par **M. J. CAMPREDON**,

Directeur au Centre Technique du Bois

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## AVANT-PROPOS DE M. LE PRÉSIDENT LAGANNE

Permettez-moi, au nom de la Fédération Parisienne du Bâtiment et plus spécialement au nom des Chambres Syndicales de Charpente et de Menuiserie, de vous souhaiter la bienvenue dans cette maison. Et puisque vous êtes ici, c'est que le bois et ses applications vous intéressent. Vous faites donc partie de ses amis. Alors, merci aussi d'être venus.

Vous savez que chaque année l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics organise une série de conférences sur différents sujets, mais desquels le bois n'est jamais exclu. Aussi je veux profiter de cette occasion pour remercier ceux qui dirigent cet Institut avec autant de compétence que de dévouement et j'ajouterai avec une bienveillance toujours égale et toujours souriante. Je veux parler de M. Guérin qui est ici présent, sans oublier, bien entendu, M. Lebel.

Chaque année nous essayons de vous entretenir, dans ces conférences, de sujets différents, bien sûr, mais toujours d'actualité. Il y a deux ans, nous vous avions entretenus, entre autres, des ennemis du bois. C'est un fait que les gens mal informés se figurent que l'arbre, le bois, cela pousse tout seul et qu'il n'y a pas à s'en occuper. Chez moi, dans le Nord, on entend communément dire que pour faire fortune en dormant, il suffit d'acheter un pré, d'y planter des peupliers et d'y revenir quelque vingt-cinq ou trente années plus tard, si on est toujours en vie bien entendu, pour n'avoir plus qu'à ramasser une petite fortune. Rien n'est plus faux.

Le bois a contre lui une foule de petits ennemis, je ne dirai pas « attachés à ses pas », parce que bien que les arbres aient des pieds ils ne marchent pas, mais acharnés à sa perte ; pour ne citer que les principaux : les intempéries, les insectes, les champignons, les animaux plus ou moins sauvages, les hommes plus ou moins civilisés, le feu. Mais, pour chacun d'eux, l'homme, par ses recherches, par ses études, et par ses connaissances a toujours su trouver une parade.

L'année dernière nous vous avons entretenus, je crois, des cloisons sèches et aussi de la déformation et de la conservation des menuiseries et des charpentes. L'arbre, le bois, vous le savez, je ne vous apprend rien, à deux vies, une première qui est une vie purement végétale et qui dure, suivant les espèces, de vingt-cinq ou trente ans à des centaines d'années et même des milliers d'années. Et je n'invente rien puisque parmi les derniers chênes connus et qu'on a abattus, Apollon qui venait de la Forêt de Tronçais et Jupiter qui venait de la Forêt de Fontainebleau, avaient autour de sept cents ans. On connaît, en Normandie, des ifs qui ont quinze cents ans et à Jérusalem, au Mont des Oliviers, il y a des oliviers qui sont contemporains, paraît-il, de l'agonie du Christ.

Je me rappelle avoir vu une tranche de Séquoia dans une des expositions du bois que nous avons eues à Paris, où l'on apercevait tous les cercles concentriques des années de croissance, et je me souviens que l'année de la découverte de l'Amérique par Christophe Colomb, figurée par un petit drapeau, était à peu près au tiers supérieur, ce qui veut dire que cet arbre avait certainement de douze cents à quinze cents ans.

### RÉSUMÉ

M. COLLARDET fait un exposé détaillé sur les possibilités qu'offrent le bois et ses dérivés dans les panneaux de façade et les murs-rideaux.

Après avoir défini les deux vocables « panneaux de façade » et « murs-rideaux », il souligne la place du bois dans les constructions nouvelles et rappelle ses nombreuses qualités : légèreté, souplesse d'utilisation, grande inertie thermique, résistance aux intempéries et aux atmosphères polluées, grande durabilité même sans entretien, possibilité d'adaptation aux exigences de la préfabrication.

\*\*\*

M. CAMPREDON expose ensuite les divers modes d'exécution des charpentes collées et rappelle qu'un certain nombre de constructeurs français se sont tournés depuis quelque temps vers ce type de charpente, qui semble tout indiqué pour la réalisation des voûtes apparentes, en particulier des voûtes d'églises, les halls d'usines, les halls industriels, les halls et abris de sports.

Il pose en dernier lieu la question de la qualité de la construction et des garanties qu'elle peut offrir à l'utilisateur ; doit-on envisager un contrôle réglementé, ou un système plus libre où le contrôle se fait par un organisme privé ?

### SUMMARY

Mr. COLLARDET gives a detailed report on the possibilities offered by wood and its by-products in facing panels and curtain-walls.

After defining the two terms "facing panel" and "curtain-wall", he emphasizes the use of wood in new constructions and recalls its numerous advantages: lightness, flexibility of use, great thermal inertia, resistance to bad weather and polluted atmospheres, great durability even without maintenance, adaptability to prefabrication requirements.

\*\*\*

Mr. CAMPREDON then reports on the various methods of executing glued frames and calls attention to the fact that a certain number of French builders have recently turned to this type of frame, which seems altogether indicated for the making of exposed vaults, in particular church vaults, factory shops, industrial shops, sports palaces and shelters.

He finally raises the question of the quality of the construction and the guarantees that it can offer the user; should an official control be contemplated, or a freer system in which control is effected by a private body?

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.



On prétend aussi que certains baobabs des îles du Cap-Vert auraient sept mille ans.

Dans sa deuxième vie, la vie industrielle, qui est celle qui nous intéresse, le bois peut aussi vivre très longtemps si l'on a soin de prendre des précautions. Nous pouvons vous citer le vieux pont de Lucerne qui a six cents ans. J'ai visité moi-même des églises, en Norvège, qui avaient huit cents ou neuf cents ans, l'église de Borgund, par exemple, qui a été construite en 1138. Plus près de nous, j'ai même là, dans ma serviette, un clou en bois que j'ai extrait d'une charpente qui recouvrait le château de Rambouillet. Eh bien, quand on parle de Rambouillet, on parle de François 1<sup>er</sup>, et quand on parle de François 1<sup>er</sup>, on se souvient de Marignan, et quand on parle de Marignan, on sait que c'est 1515. Voilà donc un morceau de bois qui a quatre cent cinquante ans. Tout à l'heure vous pourrez le regarder, il est absolument intact. Je suis certain que si je taillais un même morceau actuellement dans un cœur de chêne, il ne serait pas meilleur. Par conséquent, il suffirait de remettre ce clou dans une nouvelle charpente maintenant pour qu'il ait encore au moins une durée égale, et peut-être triple, de celle qu'il a déjà maintenant.

Vous pourrez le toucher. Ce n'est pas un morceau de bois historique, mais simplement un morceau de bois qui a presque cinq cents ans.

Mais le bois a toujours eu besoin de la sollicitude des hommes. Cette sollicitude ne lui a jamais été refusée et je peux dire qu'elle a toujours été payante pour ceux-là qui la lui ont offerte. Nos Fédérations, les Pouvoirs publics eux-mêmes se sont intéressés au bois. Ils ont fondé, en accord avec nos professions, l'Institut Technique du Bâtiment et le Centre Technique du Bois. Tout dernièrement, la Fédération Nationale du Bâtiment nous a demandé de créer Iraboïs, Institut de Recherches appliquées au bois plus particulièrement orienté vers les problèmes du bâtiment.

Nos métiers évoluent actuellement très rapidement et chaque jour de nouveaux problèmes ou de nouvelles difficultés surgissent qu'il faut pouvoir résoudre au mieux dans l'intérêt et pour l'avenir de nos professions. Le bois connaît actuellement un renouveau d'actualité parce qu'on a su créer, grâce à des techniques récentes, de nouvelles utilisations de l'emploi de ce matériau.

Le programme de notre réunion d'aujourd'hui prévu par nos conférenciers comporte les murs-rideaux, les panneaux de façade et la charpente collée. Ces conférenciers, je n'ai pas à vous les présenter, car vous les connaissez déjà de longue date. Il s'agit de M. Collardet et de M. Campredon, tous deux directeurs du Centre Technique du Bois. Vous n'ignorez rien de leur dévouement ni de leur valeur, mais avant de leur passer la parole, je voudrais demander au Président Bombois si en ce début de séance, il n'a pas quelque chose à ajouter à ce qui vient d'être dit.

**M. le Président Bombois.** — Je vous remercie, Laganne, de me passer la parole. Je n'ai pas grand chose à ajouter. Toutefois, je tiens à préciser qu'Iraboïs doit être pour notre profession un instrument de recherche et que la menuiserie a déjà demandé certaines études qui vont être faites avec l'aide du Centre Technique du Bois.

D'autre part, la Fédération Nationale nous aide pour la mise en place de cet organisme et nous allons diffuser des demandes d'études à notre Congrès des 6 et 7 juin, à Nice, de façon que toute la France soit au courant des études qui peuvent être faites par Iraboïs.

Par ailleurs, notre profession s'est penchée sur le problème de la défense du bois, comme vient de vous le dire Laganne et puisque nous avons fait paraître les prescriptions de pose, nous serions heureux que les architectes, les utilisateurs et les constructeurs, même s'ils ne sont pas de la menuiserie, veuillent bien se pencher sur ces prescriptions de pose et nous dire ce qu'ils en pensent.

\*  
\* \*

Je ne veux pas déflorer le sujet de M. Collardet en ce qui concerne les murs-rideaux et les panneaux de façade, mais je dois rappeler, comme je l'ai fait déjà devant mes confrères menuisiers que le panneau de façade n'est pas autre chose qu'un élément bien connu de nous, puisque quand nous fabriquons des grandes portes-croisées qui viennent s'inscrire dans le gros œuvre, c'est bien un panneau de façade que nous fabriquons. Je crois que nous sommes un peu comme M. Jourdain qui faisait de la prose sans le savoir, c'est-à-dire que nous faisons des panneaux de façade sans nous en douter.

Tout de même cette technique s'est développée, et à ce propos j'ai déjà attiré l'attention de mes confrères parce qu'on a parfois l'impression que le public considère la menuiserie comme un métier mineur, ou ancien, qu'il croit rétrograde, ce qui est faux. Tous les sondages que nous pouvons faire dans un Centre régional quelconque, au point de vue économique et au point de vue apprentissage, démontrent largement que nos métiers du bois ne sont pas en régression, au contraire.

D'ailleurs, l'extension du débouché, en ce qui concerne les murs-rideaux et les panneaux de façade est tel que dans notre profession, sont apparus déjà des spécialistes de cette technique nouvelle, dont je vois des représentants dans cette salle.

Il a été créé, pour appuyer l'essor des murs-rideaux, au début de 1958, un Comité d'information et de développement des panneaux de façade et des murs rideaux qu'on appelle le Cimur, et dont notre Union Nationale fait partie.

Je ne vois rien d'autre à ajouter et je vais passer la parole à M. Collardet qui va nous développer le point de vue technique des murs-rideaux et des panneaux de façade.

## EXPOSÉ DE M. COLLARDET

Il y a deux ans j'avais, ici même, montré la contribution que le bois et ses dérivés pouvaient, sous forme de *cloisons sèches préfabriquées*, apporter à l'industrialisation du bâtiment, et souligné que cette technique nouvelle servait doublement les intérêts de votre corporation, d'une part, en éliminant l'humidité introduite dans les locaux par les plâtres frais, qui est la cause de beaucoup de déboires, et, d'autre part, en permettant aux menuisiers de réaliser dorénavant à eux seuls toute la distribution intérieure, et de reprendre, dans le second œuvre, la place essentielle que d'autres corps de métiers leur disputent.

Je voudrais aujourd'hui vous entretenir d'une autre tendance de l'architecture moderne, concernant cette fois l'allègement du gros œuvre et la préfabrication des éléments des murs extérieurs, techniques de construction auxquelles le bois peut également fort bien se prêter en apportant des solutions fort intéressantes en même temps qu'économiques.

Je veux parler des *panneaux de façades et murs-rideaux*, dont on trouve maintenant de nombreux exemples dans les grands bâtiments récemment construits, en particulier dans la région parisienne, et je me propose, après avoir rappelé les fonctions à remplir et, par conséquent, les propriétés requises de ces éléments de construction, de vous présenter quelques solutions typiques utilisant essentiellement, ou très largement, le bois ou ses dérivés, en soulignant les avantages de notre matériau, ses points faibles, et les moyens d'y remédier.

Cependant, je crois nécessaire, au préalable, de préciser plus clairement l'évolution à laquelle nous assistons dans la conception du gros œuvre des grands bâtiments. Ceux-ci sont de plus en plus rarement du type à *murs porteurs*, mais du type « à ossature », avec une prépondérance presque absolue du béton armé (98,9 %) sur la charpente métallique (1,1 %). Les murs extérieurs ne sont plus que de simples voiles ou remplissages de plus en plus minces et légers.

Cette évolution quant au mode de construction des grands meubles est, au fond, analogue à celle qui s'est déjà produite à la fin du Moyen-âge lorsque les constructeurs de cathédrales ont abandonné le principe de construction du style roman à *murs porteurs*, pour le remplacer par le principe des *piliers porteurs* du style gothique, permettant de ménager dans les murs de larges vitraux.

Il en va de même dans les immeubles modernes à ossature, mais les architectes ont imaginé de remplacer les briques ou produits de terre cuite, les agglomérés, la pierre, qu'ils utilisaient pour les remplissages autour des baies, par des panneaux préfabriqués susceptibles d'être mis en place très rapidement sur le chantier, sans aucun retailage ou ajustement.

Les premiers panneaux de murs préfabriqués furent réalisés en béton et coulés au sol dans des moules, sur le chantier même ou dans un atelier proche (Procédé Camus, par exemple), mais ils se révélèrent lourds, difficiles à manipuler et à hisser en place, et cette solution ne se défend que pour de vastes chantiers justifiant l'installa-



FIG. 1 et 2. — Deux exemples de panneaux de façade menuisés en chêne peint, ayant plus de cinquante ans d'âge.



tion d'une usine de préfabrication sur le site même et l'utilisation de puissants moyens de levage et de manutention.

Les constructeurs ont alors cherché à substituer aux remplissages de maçonnerie ou aux grands panneaux de murs en béton des panneaux préfabriqués beaucoup plus légers, pouvant être mis en place facilement et rapidement.

C'est dans la constitution de ces panneaux, et aussi bien pour leur ossature que leurs revêtements, que le bois trouve de nouvelles et fort intéressantes applications, grâce à sa légèreté, ses propriétés isolantes, sa facilité d'usinage et d'adaptation, son aspect agréable enfin.

Le bois et ses dérivés laissent, en outre, aux architectes, contrairement au métal, une très grande latitude dans l'étude de leurs projets, en leur permettant d'appliquer leurs propres conceptions, de satisfaire leurs inclinations ou de laisser s'exercer plus librement leur imagination. C'est pourquoi, il trouve de chauds partisans parmi les architectes qui ont adopté ces nouveaux procédés de construction et pour quoi on le voit aujourd'hui très logiquement apparaître sur les façades de grands immeubles modernes, dont il constitue, non plus seulement les menuiseries, mais les murs eux-mêmes.

Mais il est temps de définir ce qu'est un panneau de façade, ou un mur-rideau.

Le *panneau de façade* est un élément préfabriqué, soit entièrement plein, soit comportant le plus souvent des parties pleines et un ou plusieurs châssis de fenêtre ou porte-fenêtre qui vient s'insérer dans une des alvéoles de l'ossature du bâtiment, c'est-à-dire remplir l'intervalle entre les poteaux de béton ou métalliques, sur une hauteur d'étage, pour constituer la façade.

Dans les bâtiments destinés à l'habitation, ce panneau comporte généralement une allège qui vient sous les châssis de fenêtre, des remplissages de part et d'autre, et, naturellement, les vantaux de fenêtre. Il se pose d'un seul bloc et est fixé sur l'ossature pour constituer la paroi extérieure d'une pièce. L'architecte conserve la faculté de placer ces panneaux plus ou moins en retrait, par rapport à l'ossature, gardant ainsi pour composer les façades, la possibilité de jouer sur les trois dimensions et, notamment, la profondeur, et de prévoir des balcons ou loggias.

Une technique plus révolutionnaire consiste à accrocher l'ensemble des éléments préfabriqués non plus dans, mais en avant de l'ossature porteuse. Ces panneaux jointifs forment alors une façade régulière, aussi bien en hauteur qu'en largeur, à trame continue, et située dans un même plan. L'expression *mur-rideau* évoque d'ailleurs très bien ce principe de construction. Le mot « rideau » indique que la paroi est mince et légère, et qu'elle cache entièrement l'ossature.

Les avantages qu'offre l'utilisation des panneaux de façade et murs-rideaux préfabriqués, au lieu des remplissages traditionnels en briques ou parpaings, sont évidents, et nous ne ferons que les rappeler :

Rapidité de fabrication et de pose, grande légèreté, d'où diminution appréciable des sections de l'ossature porteuse, suppression des enduits intérieurs et extérieurs, gain de surface habitable par suite de la faible épaisseur des parois, suppression de l'humidité introduite par la maçonnerie, réduction du délai de prise de possession des locaux.

Si l'on chiffre tous ces avantages, on s'aperçoit qu'ils se traduisent par une diminution très sensible du coût

de la construction et de la durée d'immobilisation des capitaux, même lorsque le prix au mètre carré des éléments préfabriqués dépasse celui des remplissages en maçonnerie, ce qui n'est souvent plus le cas pour les grands chantiers où une normalisation dimensionnelle et une étude poussée ont permis la production en grandes séries.

Encore faudrait-il, direz-vous, que l'emploi de ces éléments préfabriqués minces et légers donne des garanties de confort et de durabilité comparables à celles des murs traditionnels, et il est évident que cela pose des problèmes sur lesquels beaucoup d'ingénieurs et de constructeurs se penchent en faisant appel aux matériaux et aux procédés les plus divers.

Énumérons quelques conditions impératives :

1. En premier lieu, le panneau de façade ou l'élément de mur-rideau doit être suffisamment rigide et maintenu solidement pour résister à la poussée du vent.

2. Il doit être étanche à l'air et à l'eau, ce qui pose le problème de la stabilité dimensionnelle, et des joints, comme pour les châssis de fenêtre.

3. Il doit, sous quelques centimètres d'épaisseur, assurer une isolation thermique et phonique satisfaisante, c'est-à-dire, présenter le coefficient de transmission  $K = 1$ , généralement admis pour de bons murs extérieurs, et les mêmes qualités acoustiques que les murs traditionnels (50 dB, environ).

4. Il doit offrir, avec un minimum d'entretien, une durabilité correspondant à celle qu'on peut actuellement exiger de toute construction définitive, et conserver un bel aspect.

Connaissant ces exigences, examinons objectivement les possibilités qu'offre le bois sous ses diverses formes pour la réalisation de tels éléments, ses avantages par rapport aux matériaux concurrents, ses servitudes et les précautions qu'elles appellent, étant entendu que l'utilisation d'un matériau quel qu'il soit, ne saurait être préconisée que là où il est à sa place et qu'à la condition qu'il puisse être mis en œuvre de façon rationnelle.

Si la construction de maisons à parois extérieures en bois est peu répandue en France, en dehors des régions de montagne, les entrepreneurs de menuiserie et les installateurs de magasins ne sont pas des novices quant à l'utilisation du bois en façade des immeubles.

Ils peuvent même invoquer une très vieille expérience, car il n'y a rien d'absolument nouveau ici-bas.

En effet, dans l'Île Saint-Louis, au Palais du Louvre, de véritables panneaux de façade en bois sont en place depuis plusieurs siècles. Ils ne portaient pas ce nom et n'étaient alors considérés que comme une « extension » de la menuiserie extérieure. A Paris, beaucoup d'immeubles d'habitation de grand standing, construits entre 1830 et 1914, comportent un panneau de façade en bois au-dessus de la porte cochère, non pas dans un souci de préfabrication, certes, mais dans un but esthétique. Ils sont non seulement toujours en place, mais ne semblent avoir occasionné aucun ennui aux propriétaires desdits immeubles, situés notamment : avenue de l'Opéra, avenue Foch, dans les grandes artères du Centre de Paris, ou de l'Étoile.

Ces panneaux de façade ont passé allègrement le siècle des chandelles, des lampes à pétrole et des becs de gaz, ils ne font pas parler d'eux, malgré les ans, preuve supplémentaire de la parfaite réussite de plusieurs générations d'entrepreneurs de menuiserie dans ce domaine.

## AVANTAGE DU BOIS

Bien d'autres exemples, en France et à l'étranger, montreraient que le bois n'a plus à faire ses preuves comme matériau constitutif de murs extérieurs. Il est bon cependant de rappeler quelques-unes de ses principales qualités à cet égard :

1. Convenablement mis en œuvre, il *résiste bien aux intempéries*, surtout si l'on fait appel à une essence naturellement durable. Le bois se ressuie très vite, il ne craint pas les tempêtes et fortes averses sur sa surface.

2. Il est très *isolant* et son inertie thermique est telle que les risques de condensation à sa surface sont très faibles. Les ossatures en bois évitent absolument les ponts thermiques.

3. Le bois possède aussi une qualité précieuse, souvent ignorée. Il est particulièrement résistant à la corrosion et *se comporte très bien*, même sans aucune protection, dans l'*atmosphère acide*, et hautement polluée des grandes villes, ainsi qu'à l'air marin. Il est le matériau roi en bordure de mer. En banlieue de Paris, près des usines, à Aubervilliers ou Saint-Ouen, par exemple, il est rationnel de prévoir des menuiseries extérieures et des panneaux de façade en bois.

4. Le *bois vieillit bien*, même lorsque l'entretien est négligé. Si l'on souhaite lui conserver une surface impeccable, il faudra évidemment le repeindre ou le revernir périodiquement (même le nettoyage des glaces coûte cher en main-d'œuvre), mais combien de matériaux ont pu résister au cours de ces trente dernières années à un manque complet d'entretien et conserver néanmoins un aspect décent ?

Lorsque les essences de bois sont correctement choisies et utilisées, l'entretien est relativement faible.

5. Enfin, le bois répond particulièrement bien aux impératifs de la préfabrication, aussi bien par la simplicité de l'usinage, de l'assemblage et du montage, sans outillage onéreux et compliqué, que par sa légèreté, son peu de fragilité, qui facilitent le transport et les manutentions, et dispensent de tout emballage.

La préfabrication en usine permet d'ailleurs de mieux conditionner le bois au point de vue du taux d'humidité et évite des inconvénients que l'on rencontre lorsque l'on doit le travailler ou le stocker sur le chantier.

6. Le panneau de façade à ossature bois est non seulement facile à préfabriquer, mais il reste très facilement *adaptable* lors de la pose, qu'on le place dans les alvéoles de l'ossature ou en avant de celle-ci.

Le matériau bois est en fait *le seul* permettant toujours un rattrapage facile sur place, avec des outils à main, des erreurs de cote, si fréquentes, du gros œuvre.

Il est facile, pour un entrepreneur de menuiserie bois averti, de prévoir le jeu entre panneaux adjacents, ou les mouvements de l'ensemble des éléments, suivant les systèmes de liaison ou de fixation adoptés, ainsi que le mode de pose des allèges et remplissages, le calfeutrement des joints entre les panneaux et l'ossature, ou des panneaux entre eux. Ces joints constituent un des problèmes les plus délicats. Maintes solutions, comportant feuillures et contre-feuillures, du mastic, des bourrelets plastiques sont proposées. Mais quel que soit le système adopté, le soin avec lequel la pose sera effectuée sera déterminant.

Il est également facile de prévoir, si besoin est, le démontage, le remplacement ou la transformation éventuelle des éléments en bois.

Mais quels sont les bois et matériaux à base de bois utilisables pour ces éléments préfabriqués ?

Qu'il s'agisse de panneau de façade ou de mur-rideau, ces éléments comportent normalement un cadre ou ossa-



FIG. 3. — **Panneaux de façade avec loggias.**  
Foyer des fonctionnaires à Boulogne-sur-Seine.  
(Architecte : Jacques Rivet.)



FIG. 4. — **Lycée Nord de Marseille.**  
(Architecte : Egger).





FIG. 5. — Fontenay-aux-Roses. Opération « Les Buffets ».

Extérieur en bois bakéliné.

(Architectes : Lagneau, Weill, Dimitrijevic, Perottet.)



FIG. 6. — 1500 logements à Marly « Les Grandes Terres ».

Allège en aluminium oxydé.

(Architectes : Lods, Honegger, Arsène Henry.)

ture, et dans les parties non vitrées, une paroi extérieure, une paroi intérieure, et entre les deux, un complexe isolant avec barrière de vapeur.

A. Pour les cadres et ossatures, les essences de bois utilisées couramment pour les menuiseries extérieures conviennent parfaitement, que ce soit des bois indigènes, feuillus ou résineux, des bois tropicaux, des bois du Nord; il est inutile d'énumérer ces essences, car architectes et entrepreneurs les connaissent de longue date.

Le choix de l'essence utilisée pour l'ossature sera fonction de la finition demandée par l'architecte. Par exemple, si on prévoit une finition à base de peinture, on peut employer des résineux et l'entretien sera le même que pour la menuiserie extérieure.

Par contre, si l'on veut garder l'aspect du bois, la texture et la couleur naturelle des nombreuses essences feuillues indigènes ou tropicales dont on dispose à l'heure actuelle peuvent être soulignées grâce à l'emploi de vernis incolores résistants aux intempéries (vernis gras à bateau, vernis glycérophthaliques, etc...).

Cependant, pour certains modèles et pour certaines expositions, il sera toujours préférable de prendre du Chêne, du Niangon, du Doussié, de l'Iroko, ou tout autre bois d'une durabilité équivalente.

L'ossature doit être rigide et avoir une bonne résistance mécanique. Dans le calcul des sections, il n'est pas nécessaire de prendre en considération d'autres charges verticales que le poids propre du panneau « auto-porteur ». Il convient simplement que les pièces soient suffisamment résistantes et rigides pour résister à la pression d'un vent de tempête. Pour la raideur du cadre, l'épaisseur ou profondeur des montants et traverses a, rappelons-le, plus d'importance que leur largeur.

Il faut prévoir des profils adéquats pour que l'eau de pluie ne séjourne pas sur une partie quelconque du panneau et du cadre. La forme des jets d'eau a une très

grande importance, plus grande encore que pour les fenêtres et croisées. Les trous d'évacuation seront calculés largement ainsi que les rainures collectrices qui auront une pente suffisante.

Les rejets d'eau seront, bien entendu, en bois feuillus durables.

L'ossature bois présente un grand avantage tant lors de la pose qu'après pose. Les mouvements du bâtiment (dus au tassement du sol, au vent, aux retraits, etc...) n'auront pas d'effets nuisibles sur les panneaux bois du fait de leur élasticité. Il est du reste facile de prévoir, lors de la fabrication de l'ossature des trous ovalisés pour tenir compte des mouvements ultérieurs après mise en place. C'est pourquoi beaucoup de panneaux de façade et d'éléments de murs-rideaux, que l'on croit être métalliques, sont, en réalité, constitués d'une ossature en bois sur laquelle est appliqué un revêtement métallique.

B. Pour les parements intérieurs des allèges, le bois et ses dérivés occupent une place de choix parmi les divers matériaux utilisés jusqu'ici. Ces parements peuvent être réalisés à partir de bois massif, en frises moulurées ou non, placées verticalement, horizontalement ou de biais, en largeurs différentes, au gré du maître d'œuvre. Le contreplaqué peint, le contreplaqué d'ébénisterie, les panneaux de fibres et de particules de bois ou de lin, apparents, peints ou revêtus d'un placage d'essence noble, verni ou ciré, forment une gamme de matériaux et une palette de couleurs étendue, grâce auxquelles le décorateur pourra aisément donner la mesure de son art et de son goût.

Le choix du matériau sera fait par l'architecte, mais son attention devra être attirée quant à ses répercussions sur la fixation et l'emplacement des appareils de chauffage de l'immeuble, des tuyauteries, des radiateurs, des canalisations électriques, etc... ainsi que sur la pose des





FIG. 7. — RETN 1 à Clamart.  
Immeuble administratif.

systèmes mécaniques, contrepoids ou autres, utilisés pour l'ouverture des fenêtres, croisées et stores, ou sur la pose prévue ou à prévoir des fermetures extérieures.

A proximité des évier, dans les salles d'eau, dans les cuisines, le contreplaqué « Extérieur CTB X » est à préférer aux panneaux de fibres ou de particules. Le bois et ses dérivés ont d'ailleurs aussi un avantage qu'il est utile de citer à cette occasion, c'est celui de pouvoir très facilement permettre le découpage d'ouvertures pour la ventilation, indispensable dans certains cas, dans les salles d'eau et les laboratoires, par exemple.

C. Pour obtenir l'isolation thermique requise, il est parfois nécessaire de prévoir une isolation comprenant un complexe interne formé de vides d'air et, par exemple, d'un panneau de fibres de bois isolant (isorel mou), doublé d'une barrière de vapeur située vers la face interne du panneau. Il est souvent préférable, pour diverses raisons, d'utiliser d'autres matériaux, tels que la laine minérale ensachée, le polystyrène expansé, etc... Il convient enfin de ne pas oublier que le bois est lui-même un matériau très isolant de la chaleur, qui ne provoquera pas de pont thermique et que son isolation propre interviendra largement dans le calcul théorique du coefficient de déperdition.

D. En ce qui concerne, le parement extérieur, de nombreux architectes ont jusqu'ici préféré, pour des raisons diverses et d'esthétique (couleur, facilité d'entretien, parfois prix) des matériaux autres que ceux à base de bois.

Ce serait cependant une erreur de penser que le bois ne saurait être utilisé comme parement extérieur.

Lorsque les panneaux de façade sont légèrement en retrait de l'ossature et ne sont pas en contact direct avec la pluie battante, le parement extérieur en bois demeure un des plus beaux et plus chauds matériaux mis à la disposition du maître d'œuvre.

On peut, par exemple, sans difficulté ou inconvénient, utiliser des panneaux d'allège faits de frises peintes, vernies ou huilées. Les pays évolués, Canada, Suède,

U.S.A., Australie et, en France nos constructeurs de châlets savoyards, utilisent couramment ce revêtement dont la tenue dans le temps n'est plus à démontrer. De très belles réalisations anglaises, par exemple, dans Picton Street à Londres, sur huit étages, paraissent donner toute satisfaction.

L'architecte, avec le bois massif en frises moulurées, larges ou étroites, claires ou foncées, disposées verticalement, horizontalement ou obliquement, aura autant de possibilités que le décorateur qui conçoit les devantures de magasins en bois actuellement en vogue. N'est-il pas d'ailleurs significatif que les installateurs de magasins et les fabricants de menuiseries extérieures aient été les premiers à s'intéresser à cette nouvelle technique de construction à laquelle ils apportent leur expérience.

Encore une fois, dans le choix des essences du profil de moulurage, de la largeur des frises, de la disposition de celles-ci, une collaboration architecte-entrepreneur est indispensable afin d'éviter des déboires ultérieurs quant à la durabilité ou au retrait de certaines essences, ou à l'aspect de certaines autres.

Le maître d'œuvre aura également le choix du mode de fixation sur le cadre, par exemple par collage à l'aide des résines synthétiques résistantes aux intempéries du type résorcine. Il pourra aussi fixer le revêtement par vis zinguées, cadmiées ou en laiton.

Qu'elles soient disposées horizontalement, verticalement, en clin, en diagonale, les frises pourront être peintes, vernies, huilées, ou même, si l'essence utilisée le permet, laissées sans finition.

La frise n'est pas le seul parement possible. Le contreplaqué « Extérieur » résistant à l'eau et à l'humidité, portant le Label « CTB. X », collé sur un cadre, peint, verni, ou revêtu en usine d'une feuille de métal tel que l'aluminium oxydé, a de chauds partisans. Nombreux sont d'ailleurs les constructeurs métalliques qui utilisent avec satisfaction ce matériau support du revêtement aluminium.



FIG. 8. — 400 logements en construction à Villiers-sur-Marne.  
(Entreprise Deschiron.)



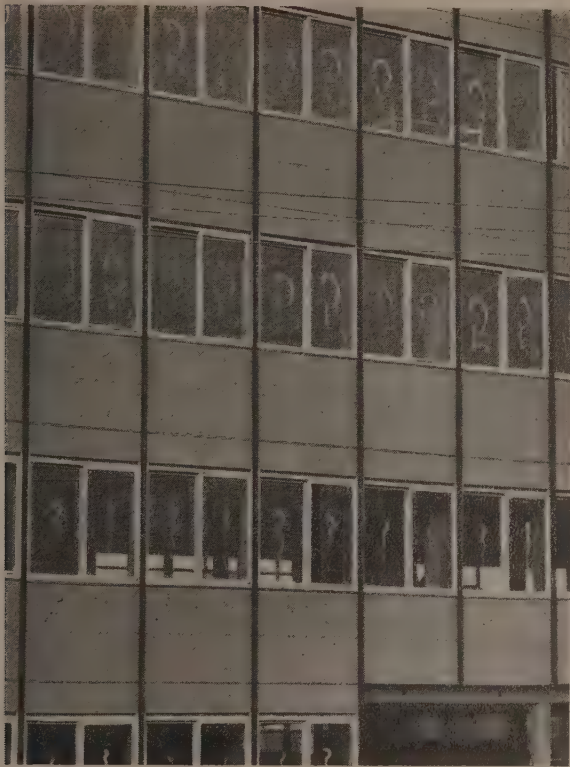


FIG. 9. — Lycée de Vincennes.  
Mur-rideau sur ossature en béton.  
(Architecte : Sirvin.)

Les architectes apprécient aussi la beauté des bois bakélisés utilisés en revêtement de panneaux sandwich préfabriqués, ou sous forme de contreplaqué densifié, brillant et chaud. Des réalisations importantes suivant cette technique existent tant en France que chez nos voisins Belges.

Nous venons de passer en revue les éléments d'un panneau de façade. Il ne suffit pas que les matériaux composant l'allège soient très judicieusement choisis par le maître d'œuvre. L'allège forme un complexe et il est nécessaire d'étudier ce complexe en tant que tel, au même titre que le complexe « porte plane » par exemple, pour éviter des déboires après la mise en œuvre.

L'étude d'un panneau de façade ou d'un élément de mur-rideau nécessite une mise au point *très longue*, et il est indispensable avant toute réalisation en grande série de faire une étude sur prototype. Il ne faut pas oublier que dans un grand ensemble comme à Marly-les-Grandes-Terres, qui comporte 1 500 logements, on compte environ 10 000 panneaux de façade. Pour éviter des erreurs coûteuses et obtenir un prix de revient compétitif, il est absolument nécessaire de décortiquer tous les éléments et d'étudier toutes les répercussions possibles, techniques et financières, de la suppression, de l'adjonction ou de la modification de tel ou tel organe du panneau. C'est pourquoi l'étude d'un panneau de façade doit être obligatoirement faite par un service spécialisé. Nous insistons sur le fait qu'une collaboration étroite entre l'architecte, les bureaux d'études techniques, le constructeur des panneaux, l'entreprise de pose, et même l'entrepreneur du gros œuvre, est de plus en plus indispensable pour la

conception, la réalisation et la fabrication de panneaux de façade en grande série.

Cette collaboration doit se poursuivre lors de l'érection et de la pose des panneaux, car le choix des joints et calfeutrements, celui de la finition, si elle n'a pas déjà été exécutée en usine, du type de fermetures à retenir (persiennes, stores, volets roulants) ne peut qu'être effectué qu'en étroit accord.

Pour ce qui est du bois, cette collaboration entre architecte, industriels et entrepreneurs, sera particulièrement facile, étant donné que ce matériau est d'une telle souplesse et admet de telles variantes dans son emploi qu'une bonne solution est vite trouvée, satisfaisant maître d'œuvre et maître d'ouvrage.

Au demeurant, notre Centre Technique se tient à leur disposition pour les conseiller, le cas échéant, dans le choix des essences, des types de panneaux, des systèmes d'assemblage et de construction, et des modes et produits de finition, grâce aux nombreux renseignements qu'il a pu rassembler à cet égard.

### CONCLUSION

Il apparaît donc que la formule de l'ossature porteuse remplie par des panneaux de façade préfabriqués, ou soutenant des murs-rideaux, constitue un sérieux progrès dans la voie de l'industrialisation du bâtiment, qu'elle ira en se généralisant pour tous les grands immeubles, et qu'on se dirigera de plus en plus vers les panneaux



FIG. 10. — Immeuble, 44, rue de Prony, Paris 17e.  
Panneau de façade.

légers, susceptibles d'assurer une aussi bonne isolation pour une épaisseur et un poids bien moindre.

Le bois offre à cet égard des propriétés tout à fait remarquables qui peuvent et doivent lui ouvrir d'immenses possibilités, que ce soit seul, ou en association avec d'autres matériaux ayant, eux aussi, leurs mérites.

Mais, malgré tous les avantages de ces nouvelles techniques, beaucoup d'architectes et d'entrepreneurs hésitent encore à se lancer dans cette voie. Une des raisons principales, qu'il ne faut pas sous-estimer, est le calcul du pourcentage des prix de revient qu'il faut affecter à chaque partie du bâtiment et chaque corps de métier, car, sans aucun doute, l'utilisation de panneaux de façade légers et préfabriqués modifie : l'importance de l'ossature, les délais de construction, les travaux de second œuvre, etc... L'adoption de ces techniques pose donc un problème de calcul de prix de revient de l'immeuble. Il est profondément réconfortant de voir que, malgré ces inconvénients, des entrepreneurs de menuiserie se dirigent vers cette nouvelle utilisation du bois dans le bâtiment, que certains traitent de « révolutionnaire », mais qui, loin de supprimer les formes d'emploi traditionnelles, telles que les huisseries et portes, parquets, aménagements divers, etc..., doivent au contraire, contribuer à leur maintien, ne serait-ce que parce qu'elles remettent le bois à la mode en tant qu'élément de décoration, et parce qu'elles suppriment l'eau de construction, ennemie de notre matériau.

Ce dernier point est des plus importants. Il faut rappeler, en effet, que cette eau de construction a déjà pu être éliminée en plafond par la suppression du plâtre, grâce à l'obtention avec les coffrages en contreplaqué, de surfaces lisses qu'il suffit de peindre.

L'emploi de panneaux de façade préfabriqués appelle naturellement l'adoption de cloisons sèches, et l'eau de

construction se trouvera ainsi totalement supprimée sur les parois internes des locaux, après séchage du béton des planchers et poteaux, d'où réduction des temps morts.

Le panneau de façade, la cloison sèche, laissent également un chantier propre, sans poussière, sans gravats, permettant une utilisation rapide des lieux, donc des rentrées financières accélérées, point que les organismes de construction ne sauraient négliger.

Nous croyons donc que les fabricants et entrepreneurs de menuiserie sérieux, organisés pour cela, doivent s'intéresser à l'étude des panneaux de façade et murs-rideaux et qu'ils peuvent l'aborder sans crainte et sans complexe d'infériorité vis à vis des grosses entreprises métallurgiques, en raison des avantages et facilités évidentes que leur apporte leur matériau, aux formes multiples.

En réalité, les panneaux de façade et murs-rideaux en bois ne sont qu'une extension raisonnée de l'emploi d'un matériau dont ceux qui le travaillent journellement connaissent bien toutes les possibilités et les limitations.

Bien entendu, il leur faudra, dans cette voie nouvelle, faire preuve de beaucoup de prudence, et s'entourer de multiples précautions, et le problème de leur qualification professionnelle pour ce genre d'ouvrages se posera nécessairement sur le plan des assurances et des responsabilités, aussi bien que pour éviter que des incompetents viennent, par des réalisations fâcheuses, jeter le doute ou discréditer le bois pour cet emploi.

Dans ces conditions, nos entreprises les plus sérieuses et les plus évoluées pourront trouver dans ce débouché potentiel une source de renouveau et de vastes possibilités d'expansion, et les maîtres d'œuvre ne pourront que se féliciter d'avoir fait appel à un matériau non seulement bien sympathique, mais qui aussi a depuis longtemps fait ses preuves.

*M. le Président Laganne.* M. Collardet, vous nous avez fait là un magnifique exposé dont je vous remercie particulièrement et je pense être l'interprète de tous mes collègues. Nous connaissons déjà au bois beaucoup de qualités, nous en connaissons maintenant de nouvelles et, en plus, les panneaux de façade n'ont plus de secret pour nous.

Il y a beaucoup de menuisiers présents à notre réunion. Je suis sûr que vos paroles ont suscité des vocations nouvelles. Mais dans cette salle il y a aussi des architectes, ou de futurs architectes. Pourraient-ils nous donner leur opinion, ou leur impression, parce qu'il ne suffit pas que nous ayons l'idée de fabriquer, il faut aussi que les architectes aient l'intention de nous aider et prévoient ces panneaux de façade dans leurs immeubles. Je serais donc très heureux s'il se révélait, dans la salle, quelques architectes qui puissent ainsi nous donner leur avis, leur opinion autorisée sur cette nouvelle utilisation du bois.

Puisque personne ne demande la parole, c'est donc que vous êtes tous d'accord sur les qualités du bois et de ces panneaux de façade, nous ne pouvons que l'enregistrer avec le plus grand plaisir.

Nous allons passer tout de suite à la deuxième partie de notre programme qui concerne la charpente collée et c'est M. Campredon qui va nous en entretenir.



## EXPOSÉ DE M. CAMPREDON

En 1947, il y a déjà une douzaine d'années, j'avais eu l'occasion de faire, devant l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, une conférence sur les réalisations de charpentes collées que je venais de visiter en Suisse. Dès cette époque, j'avais pensé qu'il s'agissait là de solutions pleines d'intérêt pour l'avenir de la charpente en bois, et que les constructeurs français pourraient être intéressés par des réalisations identiques. J'avais alors donné un certain nombre de renseignements techniques permettant à ces entrepreneurs de s'intéresser au développement de ce genre de constructions.

En 1956, j'ai eu à nouveau l'occasion de reparler ici même de ces problèmes et de donner quelques renseignements complémentaires, car j'avais constaté que la charpente collée continuait à prendre à l'étranger un développement considérable, alors qu'en France nous ne pouvions présenter que très peu de références et qu'il était très difficile de parler de réalisations françaises.

Je voudrais, aujourd'hui, revenir encore une fois sur ce même sujet. Nous avons en effet, depuis quelque temps, constaté que des constructeurs et entrepreneurs français se sont tournés vers ce mode de construction, et qu'un certain départ a été pris, qu'il convient de saluer et de souligner. Au cours des deux dernières années, plus de vingt charpentes lamellées et collées ont été réalisées en différents points de France. Les visiteurs de l'Exposition de Bruxelles ont pu également constater par des exemples concrets la diversité des solutions apportées par la charpente collée à des problèmes très divers. Plus de quarante ossatures apparentes en bois collé, de 20 à 40 m de portée, ont mis ainsi en valeur les possibilités de ces types de charpentes.

\* \* \*

Examinons d'abord rapidement et sans entrer trop dans les détails, comment peut s'orienter la fabrication des charpentes collées. On peut distinguer plusieurs modèles de conceptions différentes.

C'est d'abord la charpente lamellée, la plus ancienne, puisque lancée en Suisse par Hetzer au début de ce siècle, et la plus répandue dans le monde. On peut dire que les trois quarts des charpentes collées existantes dérivent de ce type. Les bois utilisés sont des bois minces, planches de 15 à 20 ou 25 mm d'épaisseur, collés les uns sur les autres, à fil parallèle, droits ou cintrés. On peut réaliser ainsi des poutres droites, des arcs, des portiques, des formes plus ou moins compliquées; on peut faire varier les sections, construire des solides d'égale résistance. La souplesse de ce genre de construction est remarquable. La fabrication n'en est pas très compliquée, à condition d'observer certaines règles de l'art, et de faire appel à des colles satisfaisantes.

Mais la charpente lamellée collée n'est pas le seul mode de réalisation des charpentes collées. Le profil double-té, avec âme et semelles collées à plat, fil sur fil, est également réalisable. L'âme peut être réalisée en bois contrecollé, à plusieurs épaisseurs, comme le fait depuis plusieurs années une importante firme française et comme le pratiquent également certains constructeurs étrangers. L'âme peut être aussi réalisée en bois contreplaqué, à condition de faire appel à des panneaux épais du type « extérieur ». Sur ces principes peuvent être conçus des poutres, des portiques, soit en double-té simple, soit en caissons, en utilisant plusieurs âmes intermédiaires. Nous avons construit un pavillon d'exposition au Centre d'Études de l'École du Bâtiment et des Travaux Publics, à Cachan, en charpente caisson, à âmes contreplaquées collées sur semelles.

D'autres solutions sont encore possibles, par exemple les constructions triangulées, à condition d'employer des modes satisfaisants de réalisation des nœuds, le collage s'accommodant mal du croisement des pièces dans les assemblages. Il existe plusieurs brevets pour poutres et poutrelles triangulées, dont l'originalité réside justement dans la conception des assemblages. Ces poutrelles légères, dont j'ai déjà eu l'occasion de parler ici, s'utilisent presque exclusivement suivant le principe de la ferme chevron. La ferme chevron, en réalité, n'est plus un chevron pur mais plus exactement un solivage incliné qui repose directement sur la dalle haute de l'immeuble construit, les deux têtes s'appuyant l'une sur l'autre. Les combles obtenus par ce système de charpente sont particulièrement dégagés.

Enfin, nous pourrions citer aussi, tant sont grandes les possibilités du collage, des formules spéciales tout à

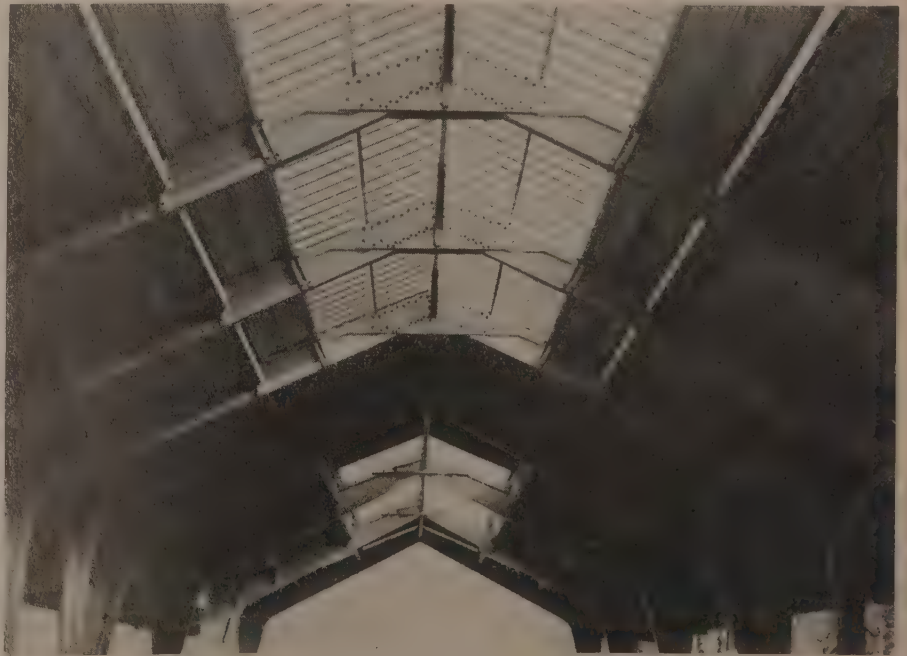


FIG. 1. — Hall d'usine. Grands portiques en charpente collée (âme pleine en bois contrecollée.)

fait hors série, comme par exemple la structure en contreplaqué-caisson, à section triangulaire, présentée au Salon des Ambassadeurs à la Foire de Paris.

Telle est la rapide revue que l'on peut faire des multiples ressources de la charpente collée. On voit le nombre et la variété des modèles qui sont ainsi offerts aux constructeurs, aux architectes. A côté de la technique de construction intervient évidemment, comme élément important, la qualité des colles utilisées. Celles-ci doivent pouvoir conserver intégralement leur efficacité dans le temps, et résister suffisamment aux variations d'humidité de l'atmosphère ambiante. A ces divers points de vue, nous sommes actuellement bien pourvus et on peut dire que les colles actuelles, à condition de bien les choisir et de les employer de façon correcte, peuvent donner au constructeur toutes garanties.

Voyons maintenant quels sont les principaux domaines où l'on peut employer les types de charpente collée. Nous choisirons pour cela quelques-unes des réalisations françaises de ces dernières années.

Les halls d'usine et bâtiments industriels peuvent être un débouché intéressant pour ce type de construction. Citons, comme réalisations récentes, des halls industriels de 18, 23 et 30 m de portée, en arcs lamellés, ou en charpentes composées, portiques à âme pleine, présentant des surfaces couvertes entièrement dégagées. Nous citerons aussi l'exemple d'une charpente en sheds, en arcs lamellés collés de faible section, de portée de 8 m, mise en œuvre directement sur poutres en béton précontraint. L'ensemble du bâtiment, arcs en bois et poutres-béton a été peint avec une même et unique peinture blanche, et après dix-huit mois d'utilisation, on ne note aucune différence d'aspect entre les éléments; les arcs en bois de faible section et de composition lamellée ont si peu travaillé dans cette atmosphère industrielle, qu'il n'est pas possible d'y découvrir des fentes ou des déformations.

Les halls de sports, quelles que soient leur forme et leurs dimensions, peuvent également être réalisés en



FIG. 2. — Intérieur d'église. Portique à âme pleine contrecollée.

charpente collée : l'un d'entre eux, très récent, ne mesure pas moins de 35 m de portée et 7 m de hauteur. Il a été conçu et réalisé en moins de cinq mois au bénéfice des habitués des championnats de pelote basque.

Plusieurs autres projets de gymnases ou de halls de sports, en charpente collée, sont actuellement en cours d'étude. C'est suivant cette conception que plusieurs entrepreneurs de charpente sont devenus lauréats du Concours lancé l'année dernière par les Services de l'Éducation Nationale : un prototype doit être construit prochainement, d'une portée de 20 m et d'une longueur de 60 m. Dans plusieurs régions, des salles de sports sont également en projet ou en cours de réalisation.

La charpente lamellée collée est toute indiquée pour la réalisation de voûtes apparentes, en particulier de voûtes d'églises. Trois églises ont ainsi été réalisées de cette façon depuis moins de six mois, en arcs lamellés collés, donnant à la construction un caractère à la fois classique et résolument moderne.

Les arcs lamellés collés ne sont pas, d'ailleurs, les seuls types de charpente collée à pouvoir résoudre les problèmes que pose la construction des églises. Nous connaissons en France plusieurs charpentes d'églises en portiques à âme pleine contrecollée. Actuellement, deux autres projets sont en cours de réalisation : l'un, avec des poutres à âme pleine en contreplaqué et des membrures collées à plat, l'autre avec des âmes en panneaux contrecollés et des membrures collées également à plat sur ces panneaux. Ces deux églises présentent une même particularité, celle d'être prévues par leurs architectes respectifs sur un plan trapézoïdal, les fermes étant toutes de dimensions et de formes différentes : la souplesse d'emploi des charpentes en bois, en particulier en bois collé, permet de satisfaire sans aucune difficulté à toutes les exigences de plan.

On le voit donc, les projets ne manquent pas, de toutes natures. Qu'il nous soit permis de dire que, à notre con-

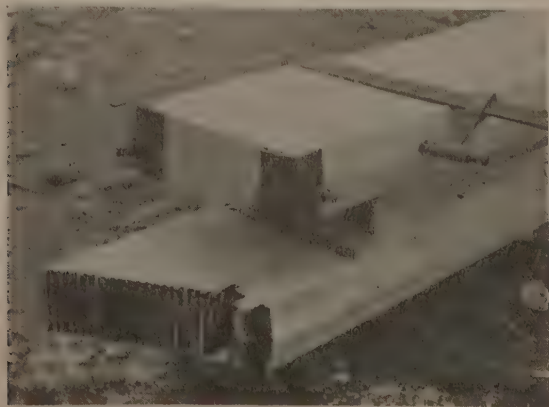


FIG. 3. — Fabrication de pieds de poteaux en bois lamellé collé.



naissance, plus de trente études aussi intéressantes les unes que les autres, sont actuellement en cours de mise au point, où les architectes ont retenu la charpente collée comme la structure la mieux adaptée à leurs besoins. Par exemple, une église à Paris même, d'une forme ovoïde, qui comportera une douzaine d'arcs de formes différentes les unes des autres, ou encore un gigantesque hall de sports de 80 m de portée qu'un grand architecte envisage de construire sur un stade important de la région parisienne.

Ce que nous venons de dire montre que des progrès certains ont été réalisés dans notre pays, au cours de ces dernières années, et qu'un certain nombre de constructeurs français ont maintenant acquis une technicité suffisante en matière de charpentes collées.

Il ne faudrait cependant pas croire que cette technicité peut s'acquérir sans efforts. Il faut, au contraire, un long apprentissage pour arriver à un résultat en ce domaine. Le collage demande des soins particuliers, et, à ce point de vue, la charpente collée se place un peu comme intermédiaire entre la charpente ordinaire et la menuiserie. Il y a des risques inhérents au fait que l'on travaille sur un matériau parfois capricieux, qu'il faut bien connaître pour bien le mettre en œuvre, et sur un produit qui a, de son côté, des propriétés particulières, la colle, qu'il faut utiliser également avec beaucoup de précautions.

Un assemblage boulonné ou cloué, même mal réalisé, a encore une tenue satisfaisante, qui peut être de l'ordre de 70 à 80 % de la résistance normale de l'assemblage bien fait. Avec un collage déficient, la charge utile tombe rapidement à zéro; un arc mal collé peut se détériorer, même avant levage, rien que sous l'influence du retrait et du gonflement alternés du bois. C'est alors la catastrophe.

Il se pose donc un problème de fabrication, distinct des problèmes de conception et de calcul, et c'est là que se trouve la difficulté principale. La qualité des matériaux utilisés doit être excellente, la technicité du constructeur doit être aussi indiscutable pour que le travail soit acceptable et offre toutes les garanties que l'on peut exiger.

Comment peut-on arriver à ces garanties de qualité?

Le problème s'est déjà posé à l'étranger. J'étais en contact la semaine dernière à Amsterdam avec des



FIG. 4. — Charpente lamellée collée en arcs.

spécialistes anglais et allemands de ces questions et j'ai pu avoir avec eux quelques conversations à ce sujet.

Aussi bien les spécialistes anglais de la Timber Development Association, que le Professeur Egner, de Stuttgart, qui faisaient partie de notre réunion, sont d'accord pour dire que la charpente collée est un procédé très prometteur qui arrivera à supplanter, dans l'avenir, la plupart des modes de construction des charpentes. Mais cela ne pourra se faire qu'à la condition qu'un contrôle sévère soit exercé, d'une façon ou d'une autre, sur ces types de charpentes.

En Angleterre, où il existe actuellement sept constructeurs, ceux-ci sont



FIG. 5. — Ossature lamellée collée à section variable.



groupés volontairement à l'intérieur de la Timber Development Association, qui exerce, avec leur accord, un contrôle permanent à tous les stades de la réalisation : conception et étude du projet; fabrication, mise en place et contrôle de l'ouvrage terminé.

En Allemagne, la réglementation paraît plus sévère. En ce qui concerne la fabrication des arcs lamellés collés, à laquelle s'intéressent plus de soixante-dix entrepreneurs, on considère que celle-ci est devenue en Allemagne presque du traditionnel; il n'y a donc pas de procédure d'agrément, mais un contrôle de fabrication exercé par l'Institut spécialisé de Stuttgart qui s'assure de la technicité de l'entreprise et de la valeur de sa fabrication; l'autorisation de construire est donnée à la suite de ce contrôle par l'Administration des Ponts et Chaussées. En ce qui concerne les types de construction collée sur brevets spéciaux (par exemple le brevet Kaempfer, les procédés Trigonit, D.S.B., etc...), le titulaire du brevet doit se faire agréer et subir un contrôle suivant un Cahier de Spécifications spécial établi par l'Institut, aussi bien au cours de la fabrication que sur le chantier.

Que pouvons-nous prévoir en ce qui concerne la France?

Nous avons déjà dit tout à l'heure que la charpente collée commençait à prendre son essor. Il est bien évident que, dans ces conditions, tout entrepreneur peut être tenté par des réalisations de ce genre; même sans expérience, il construira et prendra ses risques. S'il construit mal, si des expériences malheureuses se multiplient, ce sera à brève échéance le discrédit, non seule-

ment sur sa propre maison, mais sur la charpente collée elle-même. C'est ce qu'il faut éviter à tout prix.

Donner des conseils sur les conceptions possibles, sur les colles, sur les méthodes de collage, c'est ce que nous pouvons rendre des services. Mais ce n'est pas tout. Il faudrait que la construction collée puisse être soumise à un certain contrôle, à l'instar de ce qui a été fait ailleurs. Comment exercer ce contrôle? Certains entrepreneurs s'y prêteront volontiers parce qu'ils seront convaincus qu'ils ont intérêt à l'accepter. D'autres s'y refuseront. Par quels moyens pourra-t-on les y obliger? Je pense qu'il est nécessaire que les organismes professionnels et techniques se penchent sur ces problèmes. Les constructeurs ont leur responsabilité décennale et leurs assurances; celles-ci possèdent des organismes de contrôle qui peuvent jouer leur rôle. Il y a aussi la possibilité de créer par le groupement volontaire des entrepreneurs intéressés, une sorte d'agrément, de marque de qualité, s'appliquant à ces fabrications.

Certainement des solutions sont possibles. Il faudra bien les trouver si nous voulons ne pas partir à faux, mais faire la preuve de la valeur de la charpente collée, manifestée par sa qualité de fabrication et les garanties de stabilité et de durée qu'elle peut offrir à l'utilisateur.

Le Centre Technique du Bois est, pour sa part, bien entendu, à la disposition des organismes syndicaux pour étudier avec eux la meilleure solution à apporter à ces problèmes.



FIG. 6. — Charpente en poutres triangulées collées.



**M. le Président Laganne.** — M. Campredon, je vous remercie de cet exposé très intéressant. Évidemment, comme charpentier, et Président de cette Chambre Syndicale de la Charpente, je suis un peu gêné d'entendre toujours dire qu'en France nous sommes en retard sur l'étranger. C'est un fait que j'ai déjà analysé d'ailleurs dans plusieurs brochures professionnelles. J'ai cherché à voir pourquoi nous n'étions pas en avance, ou tout au moins à égalité avec les autres pays. Il est certain que dans la région parisienne nous n'avons pas les ateliers fermés et chauffés qui sont nécessaires. Nous n'avons pas non plus la certitude de commandes. Une enquête est actuellement en cours auprès des architectes, pour savoir si dans leurs projets à venir on peut compter sur des réalisations prochaines de ce genre de charpente.

La charpente collée, c'est probablement l'avenir. Je crois qu'à partir de 20 ou 25 m de portée, elle bat de très loin la charpente métallique et la charpente en ciment armé. Nous devrions donc nous intéresser à cette question — le départ sera peut-être pénible.

En Belgique, il y a une très grosse entreprise qui fabrique des charpentes collées d'une façon, évidemment, assez suivie ; mais tout de même, c'est une maison qui a deux mille ouvriers et je crois savoir que sur ces deux mille ouvriers, il n'y en a guère qu'une trentaine qui s'occupent de charpente collée.

Il ne faut pas oublier qu'il y a aussi pour nous une question d'argent qui se pose. Le travail doit être rentable et dans les petites charpentes qu'on nous propose, je ne sais pas si cette charpente collée est tellement avantageuse. Par contre, elle l'est certainement pour les grandes portées. Alors, personnellement, je suis en train d'essayer de me lancer, je le dis franchement.

Nous avons envoyé dernièrement, en Suisse, une délégation, car les Suisses aussi sont constructeurs de charpentes collées. Nous avons constaté qu'ils n'avaient pas non plus tellement d'ouvrages à réaliser, et cependant, en Suisse, le bois est tout de même un matériau d'origine auquel on offre beaucoup de facilités.

**M. Campredon.** — Et la charpente collée a pris naissance en Suisse.

**M. le Président Laganne.** Et malgré tout, cette délégation a pu visiter cinq ou six entreprises sans voir une charpente collée importante en cours de construction, peut-être l'époque n'était-elle pas favorable.

En Allemagne, je crois qu'il y a davantage de constructeurs de charpentes collées.

J'estime quand même qu'il ne faut pas désespérer. Personnellement et après mûre réflexion, je vais essayer de me lancer dans cette technique. Il est vrai que je désire m'attaquer tout de suite à un très gros morceau. Un hall dont les arcs auraient plus de 80 m d'ouverture sans poteaux et qui serait le plus grand d'Europe et peut-être du monde. Il ne s'agit pas de rater un tel ouvrage. Trente arcs de 80 m d'ouverture sans poteaux, cela pose quand même beaucoup de problèmes. Je crois qu'un ouvrage semblable a déjà été réalisé quelque part en Amérique.

Nous avons fait un avant-projet qui battait le béton de près de cent millions de francs : c'est dire tout l'intérêt de cette charpente.

## DISCUSSION

**M. LAFON.** — Quelle différence de prix de revient la charpente collée présente-t-elle à votre avis par rapport à la charpente clouée ?

**M. LAGANNE.** — La différence dépend des projets à réaliser (il n'est pas possible de donner un chiffre applicable à tous les cas).

La charpente collée répond parfaitement à certains projets de grande portée ; dans ce cas au point de vue du prix on est tout à fait placé, car d'une part, le bois ayant la même contrainte admissible que le béton et pesant cinq fois moins lourd, il est permis de réaliser également une économie très importante sur les fondations. Les arcs dont je parlais tout à l'heure, malgré leur grande portée pèsent chacun 12 t alors qu'en béton ils pèseraient 70 t et nécessiteraient des fondations très coûteuses.

Quant à la comparaison des prix de revient de la charpente collée et de la charpente clouée, elle est assez délicate. Les deux techniques sont différentes.

La charpente collée a une élégance plus grande, une gracilité dans les formes plus poussée, mais son prix de revient est plus élevé que celui de la charpente clouée laquelle est aussi plus rudimentaire.

**M. LAFON.** — Les arcs pour les constructions industrielles peuvent créer une certaine gêne près des naissances pour le gerbage des marchandises en hauteur.

**M. LAGANNE.** — Pas nécessairement, toutes les formes de fermes sont possibles.

**M. CAMPREDON.** — On peut faire aussi des portiques en charpente collée.

**M. LAGANNE.** — Vous avez vu tout à l'heure un pavillon de l'Exposition de Bruxelles où les portiques sont à l'extérieur et le bâtiment à l'intérieur. On peut faire tout ce qu'on veut.

**M. LAFON.** — J'ai vu le hall d'Hosségor qui est remarquable.

**M. LAGANNE.** — Une sujétion inhérente à la charpente collée c'est qu'une fois les éléments construits, il faut les transporter. Il faut construire, par exemple, des arcs qui sont d'assez grande dimension dans un atelier fermé et chauffé, et ensuite les mettre en place à 100, 300 ou 500 km de là. Leur transport coûte cher.

Le problème du collage a posé aussi au début des difficultés, mais je crois que cette question est bien au point maintenant avec les colles à l'urée formol et les colles resorcinées.

Enfin, je crois que les charpentiers ont devant eux un nouvel avenir, mais il faut aussi — de même que pour les murs-rideaux et les panneaux de façade — il faut aussi que nous ayons des commandes. A ce sujet, je ne désespère pas, une enquête, je vous l'ai déjà dit, est actuellement lancée par l'Office de la rue du Cherche-Midi ; tous les architectes sont sollicités et si la réponse est favorable elle sera capable de susciter des vocations de constructeurs d'arcs lamellés collés. En tout cas, personnellement, c'est ce que je souhaite.

*(Reproduction interdite.)*

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI<sup>e</sup>.

6971-2-60. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C<sup>ie</sup> Meunil (Eure).

Dépôt légal : 1<sup>er</sup> trim. 1960.

*(Ann. I. T. B. T. P.)*

*Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.*



---

Série : ÉQUIPEMENT TECHNIQUE (68)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 5 JUIN 1959

sous la présidence de **M. BALENCY-BÉARN,**

Président honoraire de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France  
et du Comité Européen du Béton  
Président de l'A. P. R. O. B. A.

**LE " TEMPS "**  
**MESURE ET FACTEUR DE PRODUCTIVITÉ**  
**DANS LES TRAVAUX**  
**D'INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES**

par

**M. de LESTRADE,**

Président de la Chambre Syndicale de l'Équipement Électrique de Lyon  
Vice-Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique

## AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Vous avez certainement constaté, comme moi-même, que la construction a fait récemment de très grands progrès et je dois le dire avec d'autant plus de fermeté que nous entendons déclarer à peu près partout que les entrepreneurs de construction sont des « cancre » et des « romanichels », qui n'ont pas évolué depuis les Pharaons. C'est donc pour moi un élément de satisfaction de faire savoir que dans les cinq dernières années notre productivité a considérablement augmenté.

Mais si on y regarde de près, on enregistre encore des gaspillages d'énergie considérables au niveau de la conception, des gaspillages au niveau de la fourniture, et des gaspillages au niveau de l'entreprise et en particulier des gaspillages de main-d'œuvre.

J'ai donc été particulièrement heureux d'apprendre que M. de Lestrade s'était intéressé au problème des « temps ».

Les gaspillages de main-d'œuvre proviennent principalement de temps perdus par suite de l'instabilité des postes de travail, des temps morts et de mauvaises directions données au travail. Mais ils proviennent aussi d'une main-d'œuvre trop souvent utilisée pour un apport d'énergie pure non réfléchie, alors que cette énergie serait plus facilement apportée par des machines.

J'ajoute que l'ouvrier mis en présence d'une épreuve de dépense d'énergie pure se sent placé dans une espèce de complexe d'infériorité. Tout le monde maintenant veut des esclaves mécaniques et les professions qui n'ont pas su s'équiper sont appelées à se transformer ou à disparaître par désaffection du personnel ou par suite de prix de vente trop élevés.

Je simplifie beaucoup trop en disant qu'il s'agit uniquement de relayer par des machines l'effort physique. Le problème des complexes de subordination des ouvriers est en réalité plus compliqué. Je pense que M. de Lestrade vous en parlera. Il y a en effet tous les problèmes humains qui se rattachent à l'utilisation de la main-d'œuvre et nous devons avoir la préoccupation constante de donner à l'ouvrier un véritable sentiment de collaboration, ainsi que la fierté de son emploi et de son entreprise. Ne l'assujettissons plus à des basses besognes qui sont en contradiction avec un bon usage de ses capacités et qui risquent de l'avilir.

Je suis très heureux que les entreprises d'équipement électrique apportent par les travaux de M. de Lestrade leur contribution à ces problèmes graves et parfois angoissants.

On se moque souvent de nos préoccupations de productivité « une terminologie et une mode »! Je crois pourtant qu'elles sont fondamentales. Je suis persuadé que les métiers qui feront preuve de dynamisme, qui sauront améliorer cette productivité et qui iront de l'avant imposeront le respect qu'on doit à tout producteur digne de ce nom et élargiront par cela même leur marché en renversant les obstacles qui s'opposent à leur expansion. Il est sûr, par exemple, que dans la mesure où l'automobile a fait preuve de vitalité elle a su conquérir une vaste clientèle. Malgré les obstacles que nous connaissons malheureusement trop, le bâtiment peut et doit reconquérir la part qui devrait être la sienne dans l'économie nationale : la première place pour un besoin fondamental : se loger.

M. de Lestrade va parler du problème des « temps ». Il s'est occupé depuis fort longtemps de l'organisation scientifique du travail et il a apporté son concours à de nombreuses commissions de productivité. Je voudrais rappeler qu'il est ingénieur chimiste. C'est un bienfait pour le bâtiment de ne pas toujours avoir à faire à des techniciens étroitement spécialisés et un peu empêtrés dans la tradition.

La chimie a sans doute été fort utile à M. de Lestrade puisqu'il est devenu le patron d'une entreprise fort importante. Par ailleurs, son dévouement à la profession est bien connu : il est Président de la Chambre Syndicale de l'Équipement Électrique du Rhône et Vice-Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique à Paris.

Je donne la parole à M. de Lestrade.

### RÉSUMÉ

Après des considérations générales et préliminaires sur le « temps solaire » et le « temps économique », l'auteur étudie les notions des différences de productivité et de rémunération équitable du travail.

Il souligne que le premier moyen pour améliorer la productivité est la suppression du « gaspillage » et en particulier le « gaspillage sur le temps », et en vient à définir les « temps unitaires ».

Il examine ensuite les conditions nécessaires à une bonne exécution des travaux et les facteurs intervenant au niveau de l'entreprise, et en particulier du point de vue social : la rémunération des ouvriers.

### SUMMARY

After some general and preliminary considerations on « solar time » and « economic time », the author examines the concepts of differences in productivity and of equitable remuneration for work.

He calls attention to the fact that the first step towards improvement in productivity is elimination of « waste » and in particular « waste of time », and he undertakes a definition of « unit times ».

He next examines the conditions necessary to a proper execution of work and the factors that are operative on the level of the undertaking, and in particular from the social point of view : the remuneration of the workers.



## EXPOSÉ DE M. DE LESTRADE

### AVANT-PROPOS

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics m'a donné ce soir l'occasion de traiter un sujet intéressant notre profession d'installateurs électriciens, qu'il en soit vivement remercié, ainsi que les personnalités et les nombreux amis qui m'ont fait l'honneur de venir écouter mon propos.

Vous avez connu ces dernières années, la brillante et spirituelle éloquence de notre Président Robert Comtet, marquée du plus pur bon sens, puis celle de notre ami René Huguet, le grand technicien de notre profession, toute de précision dans l'analyse et de clarté dans la forme.

Ce soir une province plus lointaine, que l'on dit volontiers laborieuse et un peu secrète, vous délègue un des siens : un Lyonnais, le verbe n'est point son fort, mais qu'importe, le Renard de ce bon Monsieur de La Fontaine ne s'en était pas si mal tiré.

Je voudrais aussi saluer M. Balency-Bearn, Président de l'A.P.R.O.B.A., qui a bien voulu accepter la présidence de cette réunion. J'en suis excessivement heureux, car mes propos sont axés sur la productivité, et vous savez que M. Balency est orfèvre en la matière.

Je suis heureux de lui rappeler que nous avons participé ensemble à des réunions avec les experts américains qui ont fait suite à nos missions Productivité Bâtiment aux U.S.A., et j'ai suivi depuis son action pour l'organisation scientifique de la belle et grande industrie du Bâtiment et des Travaux Publics, qui subit tant de critiques, hélas, souvent méritées.

Ma gratitude étant exprimée, comme le paiement d'une dette bien agréable, j'aborde maintenant le sujet de la causerie choisie par moi, un peu comme un prologue à une grande action à entreprendre, l'amorce de réflexions et d'études à susciter dans nos propres entreprises, en vue de l'intéressement équitable de notre personnel.

### Le temps dans l'économie.

Toutes ces dernières semaines, je me suis lié d'amitié avec ce vénérable vieillard, notre compagnon de toujours, dont les battements d'ailes le font plus rapide que le roi des airs, auprès duquel le sablier des générations égrène sans répit le mince filet de sa poussière ocrée, et dont la terrible faux rappelle aux plus grands de ce monde, qu'ils ne sont que... poussière!

Nous nous sommes entretenus de sujets très généraux touchant la vie de ce Mathusalem prolongé, inquiet de se voir ausculter au diapason ou à l'oscilloscope par nos collègues des laboratoires d'études, nous l'avons rassuré sur nos intentions plus amicales. Je vous livre le résultat de nos entretiens :

D'abord une vue d'ensemble :

Le « temps », puisqu'il faut l'appeler par son nom, que signifie-t-il pour nous, industriels de la construction?

J'emprunterai quelques définitions à une plaquette remarquable de Paul Genin sur « Le Temps et l'Économie ».

Toutes les opérations économiques font appel à cette propriété que possède l'imagination de se représenter l'avenir et ses conséquences à l'état de probabilités. C'est pourquoi aucune de nos opérations ne peut s'écrire complètement hors de la durée.

Le « temps » semble la dimension qui permet de tracer une image cohérente d'un monde économique, qui après tout, n'a pas d'autre réalité que celle des représentations que l'esprit s'en donne le long de l'axe du futur.

### TEMPS SOLAIRE ET TEMPS ÉCONOMIQUE

L'adoption du *temps solaire* pour la comparaison des intervalles de durée est un usage commode et vieux comme le monde, mais il n'est imposé par aucune nécessité scientifique.

En réalité, ce que nous appelons « temps » est une simple succession d'événements qui ne sont pas simultanés.

La succession des mouvements solaires a été prise comme échelle de grandeur de temps, parce qu'elle conditionnait la succession des événements périodiques essentiels à la vie matérielle de l'homme : repas, travail, sommeil, etc...

Le travail s'est trouvé naturellement découpé par la marche du soleil, et s'est trouvé aussi proportionnel aux différentes positions qu'il occupe au cours de la journée. Les événements de la vie humaine étant périodiquement « en phase » avec la fréquence des événements solaires, les récoltes étaient produites au rythme des saisons et même les périodes de disette et d'abondance se retrouvaient dans le cycle biblique des sept années.

Dans les siècles passés, si un déphasage se produisait à la suite des moyens d'action de l'homme sur la nature, il était peu sensible, et les indications de l'horloge solaire n'étaient pas discutées.

De nos jours, un machinisme en expansion, donne à la production un rythme nouveau distinct du rythme solaire.

Si, oubliant le « temps solaire », on prend pour définir l'échelle de grandeur du temps, la succession des événements économiques que constitue la production répétée d'un aliment ou d'un objet, on aboutit à concevoir et à utiliser un temps d'une nature nouvelle qui peut être appelé le *temps économique*.

Alors que le cultivateur peut compter le temps par rapport au soleil, parce que son monde rural est régi par le soleil, le mécanicien doit compter le temps par rapport au rythme de ses machines, parce qu'il habite un monde régi par ses machines. A l'intérieur de l'usine, les aiguilles de l'horloge de pointage doivent être embrayées non plus sur le soleil, mais sur l'arbre central dont dépend la cadence de production de l'enceinte économique considérée.

Dans une cité enfouie sous terre, qui ne connaîtrait rien du mouvement des astres, le temps pourrait être différent du nôtre. L'étalon pourrait en être : un déplacement, une grandeur physique, une réaction chimique, une croissance cellulaire, etc... et l'unité de temps serait l'intervalle nécessaire à la répétition d'un phénomène périodique défini.

Notre monde moderne ressemble donc à une vaste usine à l'intérieur de laquelle le temps économique résulte de la *superposition* du rythme nouveau des machines humaines au rythme antique de la machine solaire. Mais entre le « temps solaire » et le « temps économique » il apparaît un *déphasage*.

Si en soixante minutes d'horloge l'usine France, par exemple, produit aujourd'hui cent unités de production par individu, l'heure économique de demain ne sera plus définie par soixante minutes d'horloge, mais par l'intervalle de temps nécessaire pour produire encore cent unités de production

par individu. Si le perfectionnement du machinisme se poursuit, l'heure économique peut tomber à cinquante-neuf minutes d'horloge, cinquante-huit, cinquante-sept, etc...

A l'époque du cadran solaire, où les montres individuelles étaient peu répandues, un cultivateur mesurait son temps de travail à une certaine surface de champs labouré ou de blé fauché, c'était déjà compter en « temps économique ». Lorsqu'on utilisa la faucheuse, l'erreur fut de croire que l'on avait augmenté la quantité de blé fauché dans l'heure, alors qu'on avait simplement raccourci l'heure économique en accélérant la cadence des événements répétés dont l'ensemble constitue une heure économique. On avait déjà amélioré la productivité.

En parallèle on pourrait en dire de même des distances parcourues. Autrefois les distances s'exprimaient en « heures solaires » de marche à pied, et nos modernes alpinistes utilisent encore le même langage dans les courses accidentées vers de nouveaux horizons, mais avec la bicyclette, puis l'auto on est passé à la notion de kilomètres parcourus pendant une heure.

Ainsi dans notre monde moderne où la part de la machine, dans le rythme des événements humains, devient de plus en plus grande, il existe, à côté des intervalles de l'échelle de « temps solaire », une échelle de « temps économique » dont les intervalles vont en se contractant par rapport aux premiers.

C'est à cette échelle que l'on doit mesurer la durée vraie du travail. C'est en heures économiques que l'on doit décomposer le salaire de l'ouvrier et la durée de son travail. La machine introduit alors dans le monde un raccourcissement du temps, comme si toute amélioration de rendement aboutissait à accélérer le rythme du balancier d'une grande horloge centrale reliée à toutes les horloges pointeuses de l'enceinte considérée.

Le respect continu de contrats de travail rédigés en heures économiques est alors possible sans que reviennent toujours en discussion le problème essentiel de l'ajustement des salaires à l'augmentation continue des ouvrages accomplis dans l'unité de temps par un même travailleur selon le rendement croissant de ses instruments de travail, et le problème non moins important de l'ajustement de la durée du travail quotidien à la diminution de la demande de main-d'œuvre entraînée par l'intervention de la machine.

Pratiquement le machinisme, considéré dans son sens le plus large, introduit un gain absolu de temps qui favorise les tendances suivantes, au choix :

- augmentation des loisirs à niveau de vie constant;
- ou augmentation du niveau de vie à loisirs constants.

Le gain de temps obtenu peut rester ce qu'il est : du temps, ou être employé à la production d'un supplément de biens. Nul ne peut savoir à l'avance dans quelle mesure les hommes préféreront conserver ce gain : à l'état de « temps » ou l'employer à une élévation de leur niveau de vie.

Entre : travailler beaucoup, pour gagner beaucoup de biens ou travailler peu pour gagner beaucoup de temps, individus et nations sont libres de choisir. Selon les pays et les races, les uns préféreront travailler plus que d'autres. Il en résultera des régions à prix de revient bas qui concurrenceront facilement d'autres régions à prix de revient élevés. Les entreprises de régions à prix de revient élevés doivent soutenir honnêtement la lutte en mettant dans la balance le poids supplémentaire d'intelligence, qui doit logiquement correspondre à une supériorité du niveau de vie de leurs membres ou bien, elles doivent ouvrir leurs portes en grand, à une main-d'œuvre économiquement meilleure qui a conquis sa

place au soleil de haute lutte. La liberté de migration est donc la première liberté économique.

En résumé, nous disons donc que :

Le « temps » qui doit servir à décompter le travail des salariés n'est pas seulement le « temps solaire » mais aussi un « temps économique » défini par un rythme machinique général et susceptible de se contracter par rapport au temps solaire dans le cas d'une efficacité croissante des machines, des outils et de l'organisation.

Ces considérations générales et préliminaires nous amènent tout naturellement à étudier les notions des différences de productivité et de rémunération équitable du travail.

## AMÉLIORATION DE LA PRODUCTIVITÉ, SUPPRESSION DU GASPILLAGE

Dans notre profession où la part de la machine est réduite, le premier moyen qui s'offre à nous pour améliorer la productivité est la suppression des gaspillages.

Le gaspillage est une destruction sans profit. Il se présente sous de multiples formes :

- sur les matières premières, par des « loups » de fabrication et par manque de récupération des déchets;
- sur le matériel, par défaut d'entretien;
- sur l'espace, par de mauvais rangements;
- sur l'énergie, par des gestes et des déplacements trop longs ou inutiles;
- sur la pensée, par défaut de réflexion et d'action méthodique;
- et enfin, et c'est celui qui nous intéresse le plus aujourd'hui :
- sur le « temps », par défaut d'organisation, en exécutant des tâches ou des trajets inutiles ou mal préparés.

Nous gaspillons notre temps et celui des autres, lorsque nous ne sommes pas fidèles à un rendez-vous.

Nous gaspillons notre temps lorsque nous ne préparons pas suffisamment notre travail et celui de notre personnel, et que faute de réflexion, celui-ci est mal exécuté, voire à recommencer.

Nous gaspillons, lorsque nous ne savons pas prévoir la main-d'œuvre qui nous est nécessaire.

L'ouvrier qui « musarde », gaspille.

Lutter contre le gaspillage, conduit donc à faire de l'organisation sur les chantiers comme dans les bureaux. C'est chasser partout la plupart des gaspillages, qui sont comme un trou dans le porte-monnaie, et cela est valable quelque soit la dimension de l'Entreprise. Car cette poche percée finit par avoir un retentissement considérable sur les prix de revient, et les entreprises victimes de ces pertes se placent dans une position défavorable par rapport à la concurrence.

Le gaspillage considéré sous son aspect social et moral est condamnable, c'est une véritable insulte à l'effort et au travail.

Les temps perdus et les gaspillages, qui à première vue semblent insignifiants, peuvent finir par coûter très cher par leur répétition.

Une seule minute perdue chaque heure, c'est 9 minutes par jour, et 2 700 par an, soit : 45 heures. Pour une entreprise de 50 ouvriers, c'est 2 250 heures perdues, soit : une année. Les petits ruisseaux...



Organiser, c'est donc procéder à l'analyse rationnelle et méthodique de ces gaspillages, et dans notre profession, point n'est besoin de prendre un chronomètre au centième d'heure, le bon « oignon » de nos grands pères suffirait largement. Ne commettons pas l'erreur des organisateurs en travaux de bâtiment, qui déformés par les études industrielles font du « taylorisme », alors qu'il y a des heures à gagner par une simple et grossière analyse ou par la méthode dite « des observations instantanées ». Cette méthode, opérant par « sondages » sur les chantiers, permet de noter les ouvriers occupés ou inoccupés et de remplir une fiche par ouvrier. Après un certain nombre d'observations et l'examen d'un tableau de probabilité, on peut déterminer avec précision chiffirable le pourcentage d'activité du personnel contrôlé.

Pour nous Entrepreneurs, l'avantage de ce procédé *discontinu* par rapport au chronométrage *continu*, réside en ce que l'observateur n'a pas besoin de chronomètre, appareil souvent déplaisant pour la personne contrôlée, et qu'il n'a pas à être présent en permanence, il passe seulement à intervalles de temps irréguliers.

Un observateur détermine ainsi, et *seul*, les renseignements relatifs à un grand nombre de postes de travail, grâce à de nombreuses observations réparties sur plusieurs semaines.

Cette méthode est donc beaucoup moins onéreuse que la méthode par observation continue.

Les travaux de bâtiment dont nous exécutons une faible part (3 à 10 % du coût total) restent encore soumis à un très grand gaspillage : temps perdu, discussions stériles, flâneries, imprécisions, et justifient hélas, le reproche qu'on leur fait d'être chers.

Comme le disait récemment M. Balency-Béarn, il nous faut absolument résoudre ce paradoxe : construire meilleur marché en payant nos ouvriers plus cher et en équipant nos entreprises.

Les gaspillages les plus caractérisés se situent au stade de la préparation des opérations (autorisations préalables) puis au niveau des études. Le bâtiment reste un « métier d'art » au lieu d'un secteur de production sérieuse.

Nous y retrouvons les gaspillages mentionnés tout à l'heure

- Gaspillage des fournitures par défaut de normalisation ;
- Gaspillage au niveau des entreprises : demandes instables, viscosité des marchés, activité de façonniers serviles, corporatisme attardé.

La technique se débat dans un complexe « moyennageux », alors qu'il faudrait penser : organisation scientifique, préparation du travail, études de simplification, bureau des méthodes, contrôle des résultats, analyse des travaux exécutés dans le meilleur climat social. Pour cela, il nous faut former des ingénieurs et des chefs de chantiers, des coordonnateurs chefs de planning et des comptables analytiques. Ce qui s'est réalisé dans l'industrie il y a trente ans.

Cette action sérieuse et précise, nous conduira par la suppression du gaspillage de temps à la réduction du second terme du rapport qui mesure la *productivité*, ce rapport étant :

*La quantité d'ouvrage produit, sur la quantité de main-d'œuvre mise en jeu pour la produire.*

Cette réduction de la quantité de main-d'œuvre pouvant être obtenue :

- Par l'emploi d'un nouveau matériel d'installation ;
- Par un nouvel outillage ;
- Par une meilleure préparation de travail ;
- Par une meilleure organisation et surveillance de l'exécution ;
- Par un meilleur mode de rémunération du personnel.

Nous pouvons mesurer la variation de cette productivité pour des *travaux semblables*, car elle correspond à une mesure de la quantité de main-d'œuvre employée pour ces mêmes travaux.

Pour cela, on peut convenir de prendre pour unité des ouvrages élémentaires, tels que :

— Pose d'un certain métrage de tube, d'une nature ou d'un diamètre déterminé, en longueur droite :

- pose d'un certain métrage de fil correspondant ;
- pose d'un certain nombre de colliers de fixation ;
- pose de boîtes de raccordement, d'interrupteurs, etc...

On peut aussi envisager des unités de travail plus importantes :

- installation complète d'un appartement dans un immeuble collectif ;
- installation complète d'un pavillon dans un lotissement.

Si cette deuxième solution permet d'incorporer dans les calculs d'ensemble des « temps morts » qui séparent l'exécution des différents travaux élémentaires, elle n'est malheureusement pas d'application générale et il nous semble préférable d'opérer suivant la première solution, sur des *temps unitaires* par unités d'ouvrages semblables, en les majorant d'un coefficient pour tenir compte des temps morts et des repos indispensables pour réduire la fatigue.

On peut aussi combiner les deux solutions, les totaux de la première solution devant correspondre aux chiffres globaux de la seconde.

Dans ces calculs, il faut tenir compte de la qualification de la main-d'œuvre employée et juger de son « allure » et de sa productivité propre : nous aurons des monteurs à 100 % et d'autres à 75 % de productivité par exemple, ou même à 50 % dans le cas des apprentis.

Toutes ces mesures ne peuvent être qu'approximatives et ne sont pas comparables à celles employées dans l'industrie de la mécanique, où l'on peut descendre jusqu'aux « temps élémentaires », l'allure de la machine intervenant beaucoup sur l'allure de l'individu.

## ESTIMATING

Dans la préparation de leur devis d'installations électriques domestiques ou industrielles, les Américains ont un terme que j'aime beaucoup : « estimating » faite par un « estimator », plus exact que projeteur, métreur, géomètre employés en France.

Cet « estimating » correspond à notre verbe « estimer », « faire une estimation ». Ce n'est pas d'une rigueur mathématique, scientifique. C'est le verbe « soupeser » par rapport à « peser avec précision », mais pour nous dans ce travail, la connaissance du métier est supérieure à la précision de la pesée.

Dans l'établissement d'un devis, on ne se trompe jamais beaucoup dans le décompte du matériel à installer, mais que d'erreurs dans l'estimation de la main-d'œuvre. Et nos « estimateurs » américains pensent qu'un bon devis doit être exact à... tenez-vous bien... 1 % près.

Cet « estimator » qui doit être capable de bien dessiner, il débute par là dans la profession, doit aussi étudier la marche des chantiers, l'enregistrement des temps unitaires d'installation, et cela par lui-même, « sur le tas ».

Et enfin, un sage conseil de nos amis des U. S. A., il doit travailler comme un « associé » à la réussite des affaires.

Je regrette qu'il n'existe pas de traduction française de cet ouvrage remarquable qu'est « electrical estimating » de Ashley dont s'inspire une grande partie des propos suivants :

Pénétrez dans plusieurs bureaux d'études, vous y trouverez des feuilles de prix, remplies de listes d'écrous, clous, bagues de serrage et autres menus articles. La feuille est tellement pleine de paille que personne n'y aperçoit le bon grain. Si tous ces petits articles avaient été oubliés complètement, l'erreur commise aurait été moindre que l'obscurcissement apporté par ces deux cents articles. On aurait dû comprendre ces menues fournitures dans un prix global avec : la toile isolante, la soudure, les écrous de serrage, etc... ou prévoir une majoration des éléments principaux de l'installation : tubes, boîtes, pour en tenir compte.

Il est bien préférable de porter ces efforts sur les temps de pose, et là encore en les groupant : il y a en moyenne deux entrées par boîte, il est donc possible de prévoir les écrous, les filetages à raison de deux par boîtes. Les boîtes combinées pour plusieurs interrupteurs peuvent se compter aussi comme une boîte simple pour chaque interrupteur, et ainsi de suite.

Tout ceci diminue les chances d'erreur, et il est préférable de porter ses efforts dans les directions plus payantes.

Quelle a été l'évolution de l'« estimating » ?

Avant 1918, les installations simples étaient évaluées à « la lampe », puis le travail est devenu plus complexe, et la concurrence plus âpre.

En 1939, la National Electrical Contractor Association (N. E. C. A.), notre Fédération Nationale de l'Équipement Électrique, sous l'impulsion des entrepreneurs de Chicago, fit établir les tables des « Labor Units » ou barèmes des temps unitaires de travail.

Puis les conditions de travail évoluant constamment, il a fallu appliquer fréquemment des coefficients correcteurs ou réviser les tables. Les temps de travail y sont toujours comptés en heures, car la monnaie varie constamment, et les travaux y sont divisés suivant les différentes parties de l'installation et leur avancement.

Ce travail était très attendu des entrepreneurs américains et leur a rendu de grands services. Ces entrepreneurs ne faisaient pas habituellement d'étude des temps, et ceci parce qu'ils pensaient qu'il est quelquefois difficile de les établir, ce qui nécessite un effort, ou bien ces mêmes entrepreneurs préféraient s'endormir mollement laissant le soin à quelqu'un d'autre de dépenser de l'argent pour le faire.

Un entrepreneur avisé doit poursuivre constamment l'étude des temps unitaires de ses travaux, et contrôler les résultats après exécution du travail. Celui qui ne fait pas d'effort pour ses propres recherches, ne peut pas espérer faire de grands profits des données apportées anarchiquement par les autres.

Un entrepreneur américain prévoit 0,5 à 1 % de son chiffre d'affaire pour l'étude des temps d'exécution. Quant à nous, installateurs français, nous souhaiterions qu'un organisme comme ceux qui éditent les séries de prix, se penche sur ce problème des « Labor Units » « Temps unitaires » et en harmonie avec les dites séries de prix, puisse éditer des barèmes pouvant servir de base de recoupement à l'étude des temps par les entreprises elles-mêmes, en vue de l'établissement des devis, des planning d'exécution, sans lesquels les chantiers de construction ne connaîtront jamais l'ordre indispensable.

Nous arriverons peut-être ainsi à supprimer les écarts de 20 à 30 %, dans les soumissions remises, pour nous rapprocher des 5 % souhaitables, sans, je l'espère, que les donneurs d'ouvrage français crient « à la collusion » devant une telle amélioration.

## ANALYSE D'UN PROJET SOUS L'ANGLE DU TEMPS

Cette analyse des travaux à exécuter comporte l'examen :

— Des conditions inhérentes au projet :

Durée du travail.

Nombre de monteurs normalement nécessaire.

Imprévisions : conditions météorologiques ;  
retards apportés par d'autres corporations ;  
retards apportés dans la fourniture des matériaux.

Importance de la préparation du chantier et des dessins d'exécution.

Quantité et poids du matériel à mettre en œuvre.

Main-d'œuvre pour l'approvisionnement du chantier.

— Des conditions dans lesquelles on entreprendra ces travaux :

Le travail sera-t-il continu ou discontinu ?

La main-d'œuvre actuelle est-elle entraînée et équipée pour ces travaux ?

Quel est le degré de qualification du personnel ?

Le matériel de montage, et l'outillage sont-ils suffisants ?

D'autres entreprises pourraient-elles exécuter ce travail plus rapidement ?

Calculer un total de matériel et de main-d'œuvre est facile, mais corriger ce total pour le rapprocher de la réalité par l'analyse précédente est plus compliqué et peut entraîner des différences de 25 à 50 % du total de main-d'œuvre.

L'entrepreneur qui fait ainsi un prix erroné peut obtenir le marché à un prix trop bas pour boucler, et de plus spolier quelqu'un d'autre, qui aurait pu avoir ce marché à un prix rémunérateur.

Passons maintenant à l'exécution des travaux, quelles en sont les meilleures conditions ?

— du bon matériel, normalisé, en quantité exacte et livré dans le temps exact ;

— des plans d'exécution complets ;

— une surveillance et une coordination parfaite des travaux pour une progression régulière et sans à-coup.

Le meilleur résultat est obtenu quand un architecte et un ingénieur compétents ont le contrôle total du travail, et que les entrepreneurs sont soigneusement choisis et triés, le travail bien minuté et les différents corps de métiers bien coordonnés. Les entrepreneurs doivent coopérer amicalement entre eux pour le travail considéré dans son ensemble, en un mot, constituer une véritable équipe. Souvent le même groupe d'entrepreneurs va de chantiers en chantiers et ils sont tellement habitués à travailler ensemble que les progrès obtenus bénéficient à l'ensemble de l'ouvrage. Tout le monde en profite par une exécution plus rapide et une durée plus faible, donc des frais généraux de surveillance réduits. Et enfin les paiements suivent plus rapidement.

Il faut aussi prendre connaissance des emplacements de travail ; état des planchers, conditions d'ambiance. Éviter que les ouvriers des autres corporations travaillent en même temps au même endroit. Préférer les parcours horizontaux sans échafaudage. Rechercher les parcours sur plancher qui présentent le moins d'obstacles.

— Le choix de l'outillage est aussi très important. Les hommes aiment le travail bien mécanisé, parce que l'avancement en est plus rapide, et que la fatigue physique est moindre.



Avec des outils bien adaptés, il y a plus de travail par heure d'ouvrier et l'amortissement du matériel est plus rapide.

— *Coopérer* avec les autres corps d'état, c'est supprimer les interruptions de travail qui chargent le coût de l'équipement. Il faut s'entendre pour « harmoniser » les sous-ensembles. Les entrepreneurs peuvent aussi s'arranger pour utiliser des échafaudages ou des moyens de levage communs, ou en se prêtant de l'outillage. Il faudrait pouvoir, ce qui est fréquent aux États-Unis, utiliser les ascenseurs au début des travaux de second-œuvre. Pensez au temps perdu par le monteur qui descend et remonte dix étages à pied, pour rechercher un outil ou de l'appareillage.

Rechercher les conditions atmosphériques optimales : il y a un *ralentissement* du travail par la chaleur ou le froid, et pendant le mauvais temps pour les travaux extérieurs. Prévoir les travaux par temps de gel ou de pluie, car les arrêts et les démarrages sont coûteux.

La connaissance du *marché de la main-d'œuvre* est aussi très importante. Elle conditionne la qualité du personnel disponible et permet d'estimer la productivité moyenne des équipes.

Par exemple : six hommes à 100 % + quatre hommes à 75 % donnent une équipe à 90 %. Ce chiffre pourra servir de multiplicateur aux temps unitaires standard.

Depuis 1938, les Américains estiment que leur productivité dans l'installation électrique a baissé de 30 % se décomposant comme suit :

Retards des fournisseurs.....	7 %
Manque de coopération.....	5 %
Manque de coordination.....	3 %
Marché du travail (indifférence des ouvriers en plein emploi) T.	15 % 30 %

Nous pourrions, je crois, pour les anciens de la profession, tirer les mêmes conclusions.

Il ne faut jamais minimiser l'importance des *poids à déplacer*. Elle entraîne la détermination du nombre d'hommes nécessaires, le type d'outillage et d'engins de levage; prévoir la manœuvre des câbles armés; préparer les canalisations au sol avant de les porter en hauteur; étudier les échafaudages roulants; diviser les tableaux généraux en fractions faciles à manipuler.

Que d'imprévus dans ce chapitre, et les coûts de main-d'œuvre peuvent varier du simple au double.

Penser aussi que la lumière naturelle fait défaut dans certaines parties du chantier et à certaines heures de la journée en hiver. Certaines usines dites « au noir » n'ont pas de « sheds » éclairant ni de fenêtres. Il faudra tirer des lignes provisoires pour l'éclairage. Dans certains cas, enfin, le mobilier ou les machines sont en place, le travail doit se faire dans des *locaux encombrés*, ou avec le minimum de coupure de courant sur certains ateliers. Il faut donc prévoir un coefficient majorateur.

## IMPORTANCE DES TRAVAUX PAR RAPPORT A LA DIMENSION DE L'ENTREPRISE

Quittons le chantier pour passer au niveau de l'entreprise, nous allons faire quelques constatations qui ont leur importance :

Il existe une pratique très dangereuse pour les entrepreneurs et surtout pour un jeune entrepreneur, c'est la tentation fréquente d'entreprendre de grands travaux qu'il n'est

pas en mesure d'accomplir. Un entrepreneur peut ne pas avoir l'organisation, les outils, les capitaux et l'expérience, et il veut entrer en compétition avec des sociétés très organisées. En opérant ainsi, il pénalise ses propres bénéfices et la profession. Car le pourcentage de frais généraux est plus faible pour les entreprises équipées et organisées correctement pour les gros travaux, d'une part, et ces frais généraux varient énormément avec le rapport *matériel/main-d'œuvre* de ces travaux.

## RELATION ENTRE LE VOLUME ET LA DURÉE DES TRAVAUX

Quel doit être le nombre normal et le maximum d'hommes nécessaires pour un travail?

La demande d'hommes sera-t-elle mouvante ou stable?

Est-il souhaitable d'entreprendre ces travaux?

Telles sont les questions qu'un entrepreneur doit se poser en analysant chaque détail du travail envisagé, dans le but de choisir les travaux sur lesquels ses efforts seront le plus fructueux. Et, c'est ici, que pour faire une estimation très précise de la main-d'œuvre nécessaire et des dépenses qu'elle entraîne, il faut se servir des données enregistrées sur les chantiers exécutés précédemment et qui peuvent apporter des coefficients intéressants sur les temps unitaires. L'analyse de plusieurs chantiers montre qu'il y a en général cinq à six périodes dans son déroulement, et il est intéressant de les suivre sur une courbe : nombre d'heures de travail/temps ou nombre d'hommes/jours. Nous trouvons :

— *Période n° 1 : Initiation* : préparation du travail, période de courte durée.

— *Période n° 2 : Active* : elle doit être assez longue pour permettre d'organiser et de mettre en place des monteurs convenables, mais cependant pas trop prolongée pour éviter des frais d'exécution et de surveillance excessifs.

— *Périodes n° 3 et 4 : des pointes*, où la main-d'œuvre est exceptionnelle. La partie de cette courbe doit être la plus plate possible pour que le travail soit intéressant.

— *Période n° 5 : Dissolution* : doit être assez courte pour éviter de laisser traîner les travaux, et en même temps assez longue pour permettre d'employer les monteurs devenus libres, sur d'autres chantiers.

— *Période n° 6 : Nettoyage et contrôle* : souvent la plus difficile à arrêter. Elle doit être la plus courte possible.

Exemple : pour un chantier de 40 millions :

Période	Nombre de jours	Nombre d'hommes	Hommes/ jours
1	10	1	10
2	125	6	750
3	45	10	450
4	30	10	300
5	50	6	300
6	25	1	25
	285		1 835

## Durée optimale des travaux

Il y a donc une durée optimale pour une dimension donnée des travaux. Cette période étant considérée du point de vue :

— du montant total du projet;

— de la capacité de l'entreprise.

La durée optimale pour un entrepreneur qui n'est pas équipé et organisé pour poursuivre un travail normalement, est certainement plus longue que la normale. Toutes choses étant égales, le prix total du travail sera plus élevé, si accompli par un entrepreneur demandant le temps le plus long.

A la suite de l'augmentation des travaux de ces dernières années, et du manque de main-d'œuvre qualifiée, les entrepreneurs ont été amenés à embaucher du personnel qui par manque de formation, incapacité de lire rapidement un plan, âge trop élevé ou trop bas ont une productivité moyenne assez basse : en moyenne 70 %. D'autre part, les monteurs sont plus ou moins préparés à exécuter certains travaux plutôt que d'autres. Quand il y a beaucoup de travail, « plein emploi » comme l'on dit, les hommes sont plus indépendants pour choisir le lieu et le genre de leur travail. Le « turnover » est grand, les monteurs défilent dans l'entreprise. Si le travail est difficile, pénible, ou si son emplacement est d'accès long et difficile, l'entrepreneur aura des difficultés pour y faire parvenir du bon personnel. Plus les exigences du chantier sont grandes et plus les difficultés seront sérieuses.

Si le chantier est à mettre en route trop rapidement, et si la demande de main-d'œuvre en est fluctuante, il faudra estimer les pertes de temps que cela entraîne. Non seulement les pertes propres au chantier considéré mais aussi celles qui se produiront sur les chantiers délaissés temporairement au profit du premier chantier pour tenir compte de la fluctuation de la demande.

En considérant les aptitudes de l'entreprise, il y a certaines limites au-delà desquelles il ne faut pas s'aventurer impunément. La capacité à financer, étudier, équiper, surveiller, diriger le travail doit être pesée en fonction des travaux. Les entreprises qui prennent des travaux hors de proportions avec leur capacité réelle doivent s'attendre à des ennuis. Il y a des entrepreneurs spécialisés dans les usines, l'électrification des chemins de fer et autres genres de travaux qui vont par cycles, et comme l'entrepreneur n'a pas le contrôle de ces cycles, il doit bénéficier de conditions spéciales. Il en va de même de certains travaux industriels avec des programmes qui obligent l'entreprise à de gros à-coups de main-d'œuvre.

### Règle du tiers

L'analyse des résultats de nombreux chantiers amène à conclure que normalement un entrepreneur ne peut et ne doit entreprendre un travail dont le volume excède le tiers du volume moyen annuel de ses affaires pendant les trois années précédentes.

Une entreprise dont le chiffre d'affaire annuel moyen est de 150 millions, ne sera donc capable de conduire économiquement et régulièrement des chantiers de plus de 50 millions.

Si un entrepreneur veut travailler économiquement, son travail doit être réparti de façon que le nombre des hommes employés soit sensiblement le même tout le long de l'année. C'est pourquoi, avec un total de cinquante hommes, il n'est pas souhaitable qu'il prenne un travail séparé occupant à lui seul plus de vingt-cinq hommes. La marche de son entreprise en serait perturbée. Un bon équilibre semble s'obtenir en partageant son activité entre les installations d'habitation et les installations industrielles ou spéciales (équipements maritimes) dont les durées sont très différentes.

### Durée prolongée des travaux

Nous venons de voir que chaque installation a une durée économique optimale, et que toute prolongation entraînait des dépenses supplémentaires. La main-d'œuvre et les frais

directs de chantier (surveillance, transports) sont habituellement plus grands pour un travail qui progresse trop lentement. Dans un travail industriel l'entrepreneur a en général le contrôle complet de son travail et n'est pas assujéti à la progression des autres corps d'état, il peut terminer plus rapidement que les autres métiers. Ce n'est pas le cas dans la construction des bâtiments d'habitation. Ingénieurs, chefs de chantier sont choisis pour leur capacité à diriger une équipe assez importante pour exécuter le travail dans le temps normal. Si ces chefs restent sur le chantier quand le travail dure deux fois le temps prévu, ils dirigent seulement la moitié du travail qu'ils auraient dirigé normalement. Dans la pratique cet accroissement de la durée des travaux peut augmenter de 20 % les frais du chantier.

Sur un chantier qui traîne, les outils se fatiguent et s'amortissent moins vite. L'organisation entière de l'entreprise doit toujours être prête pour fournir une aide à l'étude et à l'exécution qu'une variation de rapidité peut exiger. Ceci tend à faire des goulots d'étranglement dans la marche des affaires courantes, et le résultat se traduit par le désordre et l'augmentation des frais. L'approvisionnement en main-d'œuvre et la direction des hommes sont les fonctions majeures de l'entreprise électrique et le coût principal d'une affaire est fait beaucoup plus de ce qui touche à l'exécution que de ce qui a trait à l'approvisionnement en matériel. Les frais généraux engagés varient dans le rapport de 1 à 3 ou 4.

Les Américains estiment le coût mensuel de la prolongation d'un chantier à :

$$\text{coût par mois} = \frac{10 \% \text{ montant du marché}}{\text{Durée normale en mois.}}$$

Exemple : chantier 12 millions, qui doit durer six mois :

$$\text{coût de la prolongation par mois} = \frac{10 \times 12\,000\,000}{100 \times 6} = 200\,000$$

et ils estiment que l'entrepreneur a droit à une indemnité compensatrice.

### Interruption des travaux

Une durée prolongée ne doit pas être confondue avec une interruption, une coupure dans le travail pendant une certaine période. Les hommes sont enlevés et le matériel retiré et stocké et les précautions sont prises pour protéger le travail déjà exécuté.

Sur de tels chantiers les dépenses à considérer sont :

- la préparation de la fermeture du chantier ;
- le magasinage du matériel et de l'outillage ;
- la protection de l'installation déjà exécutée ;
- la préparation du relevé des travaux, du contrôle, du matériel installé, etc... ;
- le temps perdu par suite du changement des monteurs à la reprise ;
- le remplacement du matériel rendu inutilisable pendant l'arrêt ;
- le nettoyage de l'outillage et du matériel ;
- l'intérêt des investissements.

### Contrôle de l'exécution des travaux

Les travaux étant terminés, nous devons en tirer des enseignements. Pour conduire ses affaires par les voies les plus rémunératrices, l'entrepreneur électricien doit faire périodiquement le contrôle sur des projets complets. Un contrôle intelligent doit comprendre une étude des temps d'exécution.



La recherche de ces temps peut donner des chiffres qui correspondent à certaines conditions de travail, mais chaque entrepreneur doit conduire ses études pour obtenir des données applicables à son type d'affaire et à ses moyens d'exécution.

Une étude des temps sur un projet complet donnera souvent des informations très intéressantes. Elle révélera souvent que ce qui apparaissait comme un projet indésirable sur les livres de comptabilité, correspondait à de bons travaux, mais mal dirigés. Par contre, elle montre aussi que les travaux qui paraissaient bons en comptabilité étaient indésirables du point de vue de l'entreprise considérée dans son ensemble.

Ces études de temps aident à « sentir » une affaire. Un graphique chiffre d'affaire par rapport à la durée de cette affaire et un tracé de la courbe d'emploi de la main-d'œuvre dans le temps par chantier compléteront et illustreront cette analyse des travaux exécutés. Il faut déterminer si l'excès de durée des travaux est le résultat des conditions même du travail ou s'il est dû à la direction du chantier. Un défaut d'aide de la part du bureau d'étude, des monteurs inaccoutumés au travail, des outils mal adaptés et des délais de livraison de matériel mal prévus, sont les causes les plus fréquentes d'un accroissement de la durée.

Une autre cause, fréquente dans nos entreprises, c'est l'emploi des *monteurs* « *va et vient* ». Pour satisfaire d'autres travaux, ou des dépannages, l'entrepreneur enlève périodiquement les monteurs de leur travail régulier. Ces hommes sont ballotés entre deux ou plusieurs chantiers. Dans beaucoup de cas, si l'on avait pu éviter ce va et vient de monteur, le chantier envisagé aurait été payant.

En résumé de cette étude sur la conduite des chantiers, nous disons qu'il faut d'abord les chiffrer, comme s'ils étaient tous des chantiers normaux, avec des temps unitaires standard, et leur appliquer des coefficients qui tiendront compte de leur durée, de leur emplacement et de leurs complications.

### Rémunération des ouvriers

Après le côté purement technique de la conduite des chantiers pour en améliorer la productivité, j'en arrive maintenant au côté social de l'entreprise, car au fond notre rôle d'entrepreneur, de chef, de patron est essentiellement humain. Nous avons à conduire des hommes et à les aider à vivre le plus décemment possible.

« Tout ce qui se fait par la contrainte dénote un manque de génie », a dit le philosophe Ch. Fourier.

### Prix du travail humain

Le travailleur doit être considéré comme un associé qui par ses capacités, son genre d'existence, ses préférences intimes, son manque de réserves, ne peut accepter de supporter une partie des pertes éventuelles de l'entreprise, et c'est bien là, la difficulté de trouver une solution au projet d'association capital-travail.

Le montant du *salaire* est un *prix moyen*, qui peut paraître relativement faible quand les affaires de l'employeur sont fructueuses, et relativement élevé, quand ces mêmes affaires sont infructueuses ou déficitaires.

Ce *prix moyen* est établi par les intéressés, déduction faite d'une prime destinée à en garantir la *stabilité*. C'est une sorte de *forfait* basé, ni sur les profits des bons jours, ni sur les pertes des mauvais jours, mais sur un résultat moyen. Ce qui implique la régularité de l'emploi auquel nous devons nous efforcer.

Le travail humain proportionnel au service rendu, c'est-à-dire à l'œuvre accomplie par la *main* est un salaire d'œuvre

dont le mode de calcul peut varier suivant le procédé choisi pour mesurer l'ouvrage accompli : salaire au temps, salaires aux pièces, participation à la production, pourcentage sur chiffre d'affaire ou sur bénéfices, etc...

Ces diverses formes de rétribution ont toujours en effet à la base, l'idée d'une proportionnalité entre la rémunération périodique et l'ouvrage exécuté dans la période de temps considérée.

Du point de vue de l'employeur, que le travail soit fait par deux ouvriers travaillant neuf heures, ou par un seul ouvrier travaillant dix-huit heures, l'ouvrage exécuté est sensiblement le même. Pourtant, il serait plus coûteux de faire travailler longtemps un ouvrier dix-huit heures que deux ouvriers neuf heures chacun. Parce que le prix attaché par un ouvrier à son temps est d'autant plus élevé que ce temps empiète davantage sur la tranche que ce travailleur voudrait pouvoir se réserver.

Dès que l'on exagère la durée de la journée de travail, cela conduit l'ouvrier à offrir son travail à des prix fonction des heures qu'il lui laisse disponibles.

A certain stade, le travailleur ne vend pas des heures de travail, mais des *heures de loisirs* ou de *repos*, qu'il cèdera d'autant moins volontiers qu'il en reste moins. Ceci est sanctionné légalement par les majorations croissantes pour heures supplémentaires et celles pour heures de nuit et dimanches.

En résumé, le travail humain est un moyen d'échange dont la grandeur n'est pas proportionnelle à sa durée, mais inversement proportionnelle à la durée pendant laquelle il n'y a pas de travail, c'est-à-dire : les loisirs.

### Part du travail par unité d'ouvrage

Suivant son raisonnement, l'ouvrier commence à se libérer lorsqu'il possède la connaissance de la *part de son travail dans une unité d'ouvrage*. Il faut donc, initialement, définir cette unité d'ouvrage de manière qu'elle soit à la hauteur de la conception de l'ouvrier. Il nous faut définir la part du salaire qui entre dans la production et nous rejoignons par là, la notion des « Labor Units » de nos amis d'Outre Atlantique. Tout cela entraîne la nécessité d'une connaissance de plus en plus exacte des temps de réalisation des différentes phases d'une installation, pour mettre en place une prime simple, comprise et acceptée du personnel et qui puisse être distribuée au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

### Prime d'intéressement

Une prime du type de celle donnée récemment par l'A.F.A.P. dans la revue Documents, pourrait servir de modèle du genre :

« Documents » n° 154 du 1<sup>er</sup> mars 1959.

Chantier d'Ardilos — Nord — Gironde.

Si : T.A. = temps alloué à l'équipe pour exécution d'un sous-ensemble.

T.P. = temps passé par l'équipe.

S.H.M. = salaire horaire moyen (mois précédent).

K = pourcentage de prime distribuée.

100-K = pourcentage de prime versée à la caisse des mal-façons.

T.P.I. = temps passé individuellement par chaque ouvrier.

On utilise la formule :

$$P = \frac{TA - TP}{TP} \times SHM \times K \times TPI.$$

Définir la part du salaire qui entre dans la production pour chaque unité d'ouvrage, le transformer en « temps forfaitaire » et « salaires forfaitaires » par unité d'ouvrage. Voilà ce que notre profession doit entreprendre et confronter entre ses membres. Vous verrez alors les améliorations spectaculaires qui en résulteront.

Quelques entreprises se sont déjà penchées sur ce problème et ont mis d'aplomb des modes d'intéressement qui donnent d'excellents résultats depuis quelques années.

Les salaires forfaitaires se sont donnés quelquefois sous forme de « chèques travaux » desquels on retranche la valeur du salaire normal pour faire ressortir soit une prime, soit une pénalisation.

Il nous serait agréable de recevoir à la Fédération de l'Équipement Électrique, le résultat des essais que vous avez pu réaliser dans cet ordre d'idée, nous faire profiter de votre expérience et éviter des tâtonnements quelquefois dangereux.

Mais à mon tour je ne voudrais pas gaspiller votre temps.

Et pour conclure, je voudrais citer ici, une partie d'un

récent article de M. Camille Bonnome, Président du Comité de Productivité du Bâtiment :

« Les circonstances économiques, tant nationales qu'internationales, imposent plus que jamais une grande vigueur dans cette action de diffusion des méthodes destinées à accroître la Productivité. Elle doit permettre la promotion nécessaire de la main-d'œuvre du bâtiment, malgré les obstacles que constituent le nomadisme et le travail forain. Développer donc les opérations en atelier, réduire le chantier à un travail de montage confié à une équipe homogène, doivent permettre d'établir des formules d'intéressement efficaces, parfaitement compatibles avec le maintien de l'autorité patronale. »

« Et je terminerai en mettant en évidence ce caractère particulier du concept de productivité :

« Raisonner en heures d'ouvriers, c'est donner au travail humain sa pleine noblesse, car c'est juger par lui la valeur des choses. Je pense pour ma part, que cette référence au salaire caractérise l'optimisme et la foi dans l'avenir, alors que la référence à une illusoire valeur-or, ne peut conduire qu'à la stagnation et à la cristallisation de structures dépassées. »

## DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je tiens à féliciter M. de LESTRADE qui nous a apporté de précieux enseignements et des vues personnelles et originales sur l'étude des temps. J'ai retenu notamment la définition de la « durée critique des travaux » qui m'a paru pertinente.

J'aimerais bien qu'une discussion s'amorce sur les sujets évoqués par M. de LESTRADE.

M. L'INGÉNIEUR GÉNÉRAL FRANCK. — M. le Président, la question d'un barème des temps a été évoquée, je dois vous dire que le Bureau des Temps Élémentaires est spécialiste de ces barèmes. A l'époque où il y avait un Comité d'organisation du bâtiment, ce Comité avait confié au Bureau des Temps Élémentaires la tâche d'en établir; cette tâche, très vaste d'ailleurs, a été entreprise mais n'a pas été achevée, puisque avec la disparition des comités d'organisation, les ressources nécessaires ont été supprimées. Mais il y a déjà un certain travail de fait et il ne serait pas difficile de le continuer en liaison avec les organismes du bâtiment ou des travaux publics qui peuvent être intéressés.

M. DE LESTRADE. — Je suis très heureux de votre offre, M. l'Ingénieur Général. Je puis vous dire qu'il y a déjà deux ans j'avais pris contact avec M. HASSAN, venu à Lyon faire des cours d'organisation de travaux du bâtiment. Mais malheureusement je regrette qu'il se soit trop axé sur des temps que vous appelez élémentaires plutôt que sur des « temps unitaires » de travaux. Le temps élémentaire est trop petit pour nous. Or, on a fait de la décomposition des mouvements, alors qu'il aurait fallu aller plus largement et s'occuper de l'organisation générale de l'entreprise avant de descendre dans le détail. Je crois que M. HASSAN a commis une erreur. L'expérience a malheureusement échoué à Lyon. Il sera très difficile de la reprendre, alors que si on parlait des « temps unitaires » des travaux, cela nous rendrait certainement de grands services.

M. BEQUART. — Chaque fois que l'on parle d'organisation du bâtiment, il faut bien se mettre d'accord. De quoi s'agit-il? Dans le bâtiment, on trouve des activités extrêmement diverses. S'il s'agit de construire un immeuble comportant 2 000 logements, il y a des actes répétitifs; il s'agit de construire comme on fabrique des automobiles. Mais entre cette construction idéale pour la productivité et la production la plus basse, il y a tous les échelons que l'on peut imaginer; et la production la plus basse du point de vue productivité, celle qui est la plus difficile à organiser : c'est ce que l'on appelle les *corvées*, c'est-à-dire des travaux qui consistent à aller faire une réparation. La chambre syndicale de couverture plomberie a demandé au Bureau des temps élémentaires, il y a deux ou trois ans — c'est-à-dire un an ou deux après la visite de M. HASSAN à Lyon — de faire des chronométrages de temps passés pour les travaux de « corvée ». A l'origine les chronométrateurs ont tous cette déformation du mécanicien. Ils partent du principe que tout travail est décomposable en cinq parties : opérations, délai, attente, contrôle et mise en stock.

Dans la mécanique on emploie couramment des feuilles de simplification du travail. Mais on essaie souvent à tort de les employer dans le bâtiment et en particulier pour les travaux qui ne sont pas des actes répétitifs genre travaux de « corvée », de transformation d'un immeuble ou de modifications. Pour ce genre de travaux il faut procéder autrement.

Voici les grandes lignes de la simplification du travail adoptées : d'abord, *opération* : ce sont tous les temps qui sont réellement utiles pour l'obtention du travail considéré; ensuite *déplacements* : dans le cas de « corvées » en particulier il y a des déplacements en quantité extraordinaire; sur huit heures de travail, à Paris, lorsqu'un homme fait quatre corvées par jour, il y a à peu près deux heures trente de déplacement; par conséquent, ces déplacements, sans grande importance dans la mécanique puisque l'ouvrier travaille près de sa machine-outil, ont dans le bâtiment, une importance considérable.



Ensuite, dans l'exécution même du travail il y a ce que l'on pourrait appeler la *marche à pied* et les *déplacements inutiles*. La marche à pied, cela consiste à aller chercher un outil, consulter un plan, aller prendre les mesures à l'endroit où l'on exécute le travail, venir voir le plan, aller chercher à nouveau un outil; ce sont les déplacements du travail proprement dit.

En plus, il y a le *travail de conception* qui n'existe pas non plus dans la mécanique. Lorsqu'un ouvrier du bâtiment a un projet il doit savoir le lire et savoir mettre son travail en œuvre. Certains ouvriers sont capables de passer beaucoup de temps à réfléchir sur le plan et de faire le travail extrêmement vite, et d'autres, au contraire, ne prennent pas la peine de regarder le plan à fond, font le travail très vite également, mais il y a des malfaçons et l'on doit le recommencer.

Il y a également les *temps d'outillage*, c'est-à-dire les temps passés pour se procurer l'outil voulu.

Et il y a encore toute la question *relations humaines* pour ce genre de travaux. Ces temps de relations humaines sont généralement inconnus; il y a les relations de l'ouvrier avec son commis.

Il y a les relations magasin, c'est-à-dire le temps d'attente au magasin, quand une équipe attend au magasin il faut bien que le dixième passe après les neuf premiers. Tout cela ce sont des choses intéressantes que le chronométrage permet de mettre en lumière.

Et il y a les *relations clients* également. Ce sont les relations des particuliers pour lesquels il y a communication avec les ouvriers; cela se traduit par de nouvelles pertes de temps.

Il y a aussi les *relations concierge*. Souvent, pour arriver à trouver un client, il faut s'adresser au concierge et quand il est absent, il faut aller le chercher.

Vous voyez tous les temps ainsi passés pour les relations humaines : ils sont considérables et on ne s'en doute pas.

Lorsqu'on a fait des chronométrages avec ces différentes catégories de temps bien particuliers au bâtiment, lorsqu'on a bien adapté toute cette analyse du travail suivant les principes que je viens de vous indiquer, on arrive à des résultats surprenants. A la Chambre Syndicale de Couverture-Plomberie, on est arrivé à montrer que sur huit heures de travail, il y avait deux heures quarante-cinq minutes de travail utile et que tout le reste était constitué par des temps de déplacement et par des temps de relations humaines, diverses ou autres pertes.

Et il y a également le *temps déchet*, c'est-à-dire le déchet de journée. Étant donné de petits travaux dont la moyenne est d'environ deux heures, lorsqu'on arrive à la fin de la journée, il se trouve très souvent que pour le travail qui pourrait être fait et qui dure deux heures il ne reste que quarante-cinq minutes ou une heure; l'ouvrier ne peut pas le commencer. C'est un déchet qui a sa valeur également.

On arrive dans ces conditions-là à analyser le travail de façon parfaite. C'est ce que nous avons fait et les résultats, dans la couverture-plomberie, ont été extrêmement intéressants, mais tellement intéressants qu'on n'a pas osé les publier. Dire que les ouvriers font deux heures quarante-cinq minutes de travail utile dans la journée, nous a semblé ridicule. Nous avons caché nos résultats.

Pour arriver à faire valoir ce genre de choses auprès des administrations avec lesquelles les entrepreneurs travaillent et également pour instruire les ouvriers avec lesquels nous sommes en relations, il faut qu'un organisme neuf, sans but lucratif vienne faire la balance. Il faut qu'un organisme extérieur puisse montrer qu'il y a des impondérables, des temps d'outillage, des temps de marche à pied, des temps de relations humaines, etc... C'est la raison pour laquelle la Chambre Syndicale de Couverture-Plomberie a pris le Bureau des Temps élémentaires.

M. ROSAIN. — Nous avons fait une expérience sur les « chèques travaux » dont M. de LESTRADE parlait tout à l'heure, et nous avons constaté que les modes de paiement n'étaient pas homogènes.

Deux travaux qui demandaient un effort identique à l'ouvrier étaient payés d'une façon absolument différente. Pour démarrer un système de paiement « au travail » et non pas à l'heure, on bute devant ce problème.

Nous avons fait l'expérience suivante : pour un travail qui coûtait 100 F à la prévision, nous avons proposé prudemment 90 F. Le temps passé a fait apparaître une valeur de 150 F. Lorsque l'on approchait même très près de 100 F, le phénomène était le même. Dès qu'on dépassait ce chiffre, que notre proposition vis-à-vis de l'ouvrier était supérieure à 100 F, mettons 110 ou 115 F, il y avait un choc psychologique et le travail revenait à ce moment-là à 80 F avant la prime.

Il est bien certain que c'est la chose capitale à faire pour celui qui veut intéresser l'ouvrier au travail. L'ouvrier se rend compte qu'il a fait un effort 1 et qu'il a un gain 1. S'il fait un effort 2, il veut avoir un gain 2.

Vous me direz que si un travail vaut 100 F et qu'il est payé à 150 F, c'est une catastrophe parce qu'il est très difficile de revenir sur la proposition. Mais cela ne dure pas très longtemps. Comme le salaire monte peu à peu, au bout d'un certain temps le prix est dépassé par le salaire.

Pour le reste des opérations, que l'on emploie cette formule-là ou une autre, ce n'est pas bien grave. Ce qui est difficile, c'est de réformer l'entreprise parce que tout le monde est opposé à la question. Pratiquement, c'est quelque chose qui va à l'encontre des habitudes. Mais malgré tout, vous aurez d'autant plus de difficultés que la série de prix sera plus hétérogène.

M. GOURMAND. — Sur quelles bases peut-on essayer de déterminer les pourcentages de productivité?

M. DE LESTRADE. — Ce n'est pas mathématique, c'est un jugement d'allure. Cela peut s'estimer en fonction du prix de revient d'un chantier précédent. On connaît les monteurs qui travaillent, on arrive à connaître le rendement d'un ouvrier.

M. GOURMAND. — Avez-vous rassemblé des résultats d'opérations pour le rendement des monteurs analogues à ce qui a été fait pour la plomberie?

M. DE LESTRADE. — Pas encore.

M. GOURMAND. — L'APROBA, qui a procédé à une expérience « d'observations instantanées », peut-elle donner des indications?

M. LOUIS (APROBA). — Je suis arrivé à un pourcentage de travail utile de 43 % dans les entreprises très bien conduites, pour l'ensemble d'une opération.

Des observations ont été faites en différents endroits et il semble résulter que l'on trouve 57 % de position arrêt et 43 % de position travail. Il est bien entendu qu'on n'arrivera jamais à 100 %. Il n'est pas concevable qu'aucun être humain produise pendant soixante minutes. Je pense que 80 % n'est pas mal.

M. GOURMAND. — Je ne suis pas d'accord sur ce chiffre là, comment mesurer le temps de travail d'un ouvrier? Prenons si vous voulez une heure de monteur. Cela nous coûte des francs. Faisons abstraction de ces francs. Disons qu'on paie un salaire. Pendant cette heure-là, que donne-t-il comme travaux facturables? Tout le problème est là.

Il ne faut pas s'hypnotiser sur le chiffre de 43 %. Il ne faut pas le comparer à 100 %. L'ouvrier ne travaille pas pendant soixante minutes; nous avons essayé de décomposer ces 57 %, en travaux inutiles, accessoires, etc. Pour moi, le problème est beaucoup plus grave que cela. Ces 43 % de temps pendant lequel l'ouvrier travaille, rien ne nous dit qu'il fait des travaux facturables et je m'explique.

Cela me rappelle une boutade de mon fils qui dit : « Ce n'est pas quand l'ouvrier s'arrête que c'est dangereux, il ne fait rien, il ne fait rien de mal et ne gâche pas de marchandise; où cela devient inquiétant c'est quand il est en position de travail parce qu'il peut faire des travaux inutiles et négatifs. »

Le travail inutile, c'est mettre dix colliers alors qu'il n'en faudrait que cinq. Mais le plus dangereux ce sont les travaux négatifs c'est-à-dire faire quelque chose non seulement qui est inutile mais qu'il faudra défaire après. Le cas le plus typique, c'est le percement qui n'est pas fait au bon endroit; non seulement il est inutile mais il faudra le reboucher. C'est le tube placé à un endroit donné qu'il va falloir enlever pour le mettre ailleurs.

Je tiens à remercier l'APROBA pour l'aide qu'elle m'a apportée, car j'ai l'impression que nous ne sommes pas tellement nombreux à avoir fait cette expérience, mais je vous rejoins tout à fait en pensant qu'il faudrait à l'échelon profession multiplier ces observations de façon à en tirer des corrélations.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne sais pas si la question a été comprise. Vous parlez d'organisation du travail et de primes de rendement alors que si j'ai bien entendu, M. de LESTRADE nous a dit : pourquoi ne pas faire des standards moyens de temps pour les entreprises moyennement conduites? Il voudrait qu'on puisse dire : pour poser un mètre de tube électrique de tel diamètre, il faut, je dis au hasard, 0 h 20; pour poser un interrupteur, il faut 0 h 40. Je lui donne raison : je me méfie pour une profession qui en est à des débuts d'organisation. Il ne faut pas des temps trop fractionnés pour pouvoir faire des devis condensés, qui permettent de dire : j'ai tant de fils à tant de minutes le mètre, cela donne un temps global de tant.

Je crois que c'est ce recueil de temps d'ouvrages normaux que vous nous proposez d'établir. Quand cela sera fait, il est bien entendu qu'il faudra peut-être en arriver ensuite à des chronométrages à la minute près. Nous saisissons alors l'instrument de précision, mais au départ, il faut mesurer avec un instrument plus simple. Nous en sommes dans le bâtiment à ce premier stade de décomposition des « temps ».

Je pense en définitive qu'il serait tout à fait intéressant que vous vous rapprochiez entre professionnels pour établir un catalogue moyen de « temps d'ouvrages », comme cela existe déjà pour de nombreuses spécialités, après on recherchera les décimales.

Vos discussions ont pourtant un intérêt considérable, et j'ai beaucoup apprécié les problèmes d'analyse du travail qui ont été évoqués. Mais la question posée était celle-là : votre profession a-t-elle déjà un catalogue de « temps condensés »? Si elle ne l'a pas, ce qui semble résulter des exposés, je crois qu'elle a intérêt à l'établir le plus tôt possible.

Il doit exister des temps « normaux » qui ne varient pas considérablement.

M. ROSAIN. — Ces temps varient de un à deux, facilement.

M. LE PRÉSIDENT. — Alors, quand vous faites un devis, vous ne savez pas très bien ce que vous faites. Quels sont donc les temps qui servent de base à vos devis?

M. DE LESTRADE. — Il y a un temps « moyen » idéal.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne comprends pas très bien ce temps idéal qu'il faudrait définir. Mais il existe une espèce de rendement moyen de l'ouvrier américain par exemple. Pouvons-nous dire, en France, que le monteur normalement qualifié est capable de faire tel rendement, et établir une espèce de table des temps d'ouvrages? Si on part de zéro, il faut commencer par les choses simples. Il me semble que si on commence par le chronométrage, on n'en sortira pas. Par contre mesurer un temps « moyen » me paraît assez facile.

Cela résulte de la division d'un temps global comprenant tous les arrêts et attentes et qui peut être observé par un chef de chantier par la quantité de travail produite.

M. DUJARDIN. — Je vais vous donner un exemple tout récent basé sur un examen qui se passe en France, le C. A. P. épreuve pratique qui a été donnée à des jeunes gens il y a huit jours; l'épreuve à réaliser dans un centre d'apprentissage a été estimée par le moniteur à treize heures. J'ai trouvé le temps très long. J'ai tenu à faire mon contrôle personnel et j'ai fait faire l'épreuve

par trois personnes différentes, dont un jeune, qui est encore apprenti, avec des petites modifications, et deux ouvriers.

Je vais peut-être vous étonner; le temps est passé de sept heures et demie à quinze heures, et ce n'est pas le jeune ouvrier qui a mis quinze heures, je m'empresse de vous le dire, c'est un très bon ouvrier moyen.

J'estime que dans le temps passé pour l'épreuve, le facteur observation, le facteur adaptation du travail à un sujet donné entre pour beaucoup; et précisément je trouve que dans certains travaux les ouvriers chevronnés, bien souvent auraient besoin de prendre l'expérience de l'adaptation auprès de très jeunes qui, évidemment, ont été dressés de manière différente et peuvent apporter des facilités dans certains cas.

Je cite cet exemple concret qui est tout récent : j'ai sur le même chantier à des postes à peu près identiques, travaillant dans les mêmes conditions, pour un travail déterminé, exactement semblable, trois ouvriers moyens, troisième échelon; ils ont été chronométrés et j'ai trouvé des écarts de temps de 20 à 25 et même 30 %, et ceci pour des ouvriers travaillant correctement, ne perdant pas de temps et ne musardant pas.

Vous voyez donc que c'est extrêmement difficile, à mon sens, de faire à l'heure actuelle des temps moyens sur des travaux même bien définis. Je crois que pour nos travaux, notre profession, les temps à considérer sont des temps d'ensemble et là malheureusement le « pifomètre » intervient pour beaucoup et même toutes les études de temps que l'on peut faire se sont avérées à mon sens erronées; si on retient ces études à la lettre on peut faire de graves erreurs.

M. LE PRÉSIDENT. — En somme, vous contestez l'utilité des catalogues de temps « normaux » qui existent dans de nombreuses professions du bâtiment et qui se recoupent assez bien, d'autres estiment son établissement impossible.

M. FRANCK. — Je ne crois pas que ce qui vient d'être dit conteste l'utilité des temps standard, au contraire, mais cela intéresse la façon dont on peut établir ces temps standard. Ce que M. DUJARDIN vient de dire prouve tout simplement que pour avoir un temps convenable, il fallait pour chaque ouvrier faire un jugement d'allure; on aurait, en conclusion, un temps normal qui est le temps qui doit figurer dans le catalogue en question. Et ce temps normal étant pris sur une fraction de travail, si c'est nécessaire, plus ou moins longue suivant les besoins, serait ensuite combiné avec d'autres parties de travail de manière à donner le temps standard d'un ensemble aussi important que vous le voudrez, mais parfaitement défini. Je crois que c'est comme cela que vous pourrez faire des « temps ».

M. ROSAIN. — La valeur fondamentale du temps n'est pas très importante; ce qui est important c'est qu'entre deux travaux il y ait des valeurs et des rapports qui soient homogènes. Si on dit que pour poser un interrupteur il faut une heure, il faut qu'à travail égal il y ait toujours la comparaison de temps égal.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est encore définir un temps standard et M. FRANCK a fort bien résumé le problème.

M. FRANCK. — Il faut d'abord définir le travail; ensuite ce n'est pas simple de définir des temps.

M. LE PRÉSIDENT. — Je le sais bien, mais je répète que cela a été réussi pour d'autres spécialités du bâtiment et recoupé ensuite de diverses manières par le contrôle des chantiers. Notre confrère nous dit qu'on travaille, comme il l'exprime « au pifomètre ». Il s'agit de savoir si vous voulez, si vous avez le désir de faire autrement, il faut s'attaquer au problème. Je reconnais que c'est assez complexe. On peut faire les moyennes des temps de différentes entreprises en associant cela à des jugements d'allure. Il s'agit de savoir si l'équipement électrique décide de faire ces études ou désire continuer au « pifomètre ». Ce qui d'ailleurs, je l'avoue donne quelquefois d'excellents résultats quand l'appareil a de la sensibilité.



M. BEQUART. — Je crois que pour l'usage interne, la solution de notre Président est excellente. Mais cet usage interne ne va-t-il pas devenir externe ? Il existe dans la couverture plomberie des temps standard faits au « pifomètre » qui ne sont pas mal du tout, et les métreurs s'en servent...

M. LE PRÉSIDENT. — Je note que vous êtes tout de même descendus à des temps d'ouvrages élémentaires et que vous n'en êtes plus à l'approximation pour tout un ensemble de travaux. J'ai été dans une entreprise qui avait des temps « pifométriques » comme vous dites, mais je me suis aperçu qu'il fallait étalonner les « pifomètres », et j'en suis arrivé aux temps par ouvrages élémentaires qui se sont ajustés par contrôles successifs et qui donnent satisfaction. Personnellement, je crois à l'utilité des standards.

M. BEQUART. — Je dirai que si c'est pour les faire au « pifomètre », je préfère ne pas en avoir du tout, car mon client, lui, va toujours trouver les arguments intéressants pour me tromper et les ouvriers penseront être dans tel ou tel cas particulier qui fait que le temps déterminé n'est pas bon. Si on ne doit pas mettre de la précision, je préfère ne pas faire de temps standard du tout.

M. LE PRÉSIDENT. — Sous réserve de la méthode à choisir, qui doit être la meilleure, estimons-nous qu'il faut faire des temps standard ? Après nous verrons comment il faut opérer pour les faire. J'évoquais la moyenne constatée des entreprises parce que c'est ainsi que nous pratiquons dans le gros œuvre. Ce n'est pas du « pifomètre ». Il y a des entreprises qui se sont penchées sur le problème, qui ont analysé un certain nombre de chantiers, et qui ont constaté que, par exemple, pour réaliser un coffrage horizontal de béton armé à telle hauteur, il fallait quatre heures d'ouvrier au mètre carré.

On a donc fait des moyennes d'entreprises et on les a ensuite comparées entre entreprises. Mais il y a d'autres procédés, évidemment, pour faire des temps comme l'évoquait le Bureau des Temps Élémentaires ; seulement c'est plus coûteux et plus long. Il s'agit de savoir si l'entreprise d'électricité est décidée à faire quelque chose.

M. ROSAIN. — De toute façon, on peut s'adresser à un bureau qualifié pour le faire.

M. LE PRÉSIDENT. — Existe-t-il des séries dans lesquelles il y a déjà des temps ? La comparaison de ces séries ne donnerait-elle pas déjà des éléments de départ ?

M. ROSAIN. — Il faut toujours un point de départ ; nous arriverons peu à peu.

M. LE PRÉSIDENT. — On peut peut-être à côté de statistiques moyennes faire des sondages partiels sur des temps, en les confiant à un bureau qui fait intervenir le jugement d'allure pour qu'ils soient plus homogènes. Si vous pensez que c'est intéressant, êtes-vous décidés à vous livrer à ce travail ? Qui va en prendre la direction ?

M. BEQUART. — C'est l'APROBA qui doit prendre cela en mains ; cela domine toutes les professions.

M. LE PRÉSIDENT. — Il s'agit de l'équipement électrique. L'APROBA n'a pas la vocation de faire un catalogue de temps pour toutes les professions du bâtiment.

M. BEQUART. — Cela dépend de notre Président de l'électricité, M. de CASTET.

M. DE CASTET. — Il me semble que la question ne fait pas de difficulté. Il y a de très nombreuses maisons qui ont des stan-

dards et qui s'en servent, et même si je ne les connaissais pas je serais certain qu'il en existe, car il est impossible de faire un devis sans avoir des temps standard. Je fais appel à tous les entrepreneurs qui sont ici ; quand ils font un devis, ils ont bien des temps standard ? Ils ne les ont peut-être pas comparés les uns aux autres.

Il est certain que ces standards de temps sont également fonction, comme l'a dit l'Ingénieur général FRANCK, de la vitesse de travail, du jugement d'allure ; mais il est certain que cette allure varie selon l'énergie de l'ouvrier, l'énergie de celui qui le conduit, l'efficacité des moyens de salaire et l'état d'esprit de l'entreprise. Qu'il y ait des paramètres applicables à chaque cas particulier, c'est certain, mais qu'il y ait des standards moyens fixes, cela me paraît moins certain.

M. LE PRÉSIDENT. — Je suis heureux de vous l'entendre dire. Je finissais par douter des électriciens. Il me semble que le rapprochement inter-entreprises permettrait déjà de se faire une idée de ces standards moyens et d'échanger des vues sur le problème. Ensuite, on pourrait aller plus loin. Je pense que ce n'est pas la peine de faire dépenser de l'argent à l'APROBA, avant d'avoir réalisé ce premier travail. Que les gens qui ont des standards les confrontent, à moins qu'ils ne considèrent que c'est un secret de fabrication.

Nous l'avons pourtant pratiqué dans le gros œuvre sans aucun inconvénient. Je dirai même à l'avantage de tous.

M. DE CASTET. — M. le Président, il ne faut pas que ce débat s'arrête sans que nous soyons tous convaincus de l'existence de ces standards et de l'intérêt qu'il y aurait à les comparer, à les étudier pour les adopter. Ils ne seraient sans doute pas plus vrais que d'autres, mais ils auraient au moins l'avantage d'être connus et seraient utiles.

M. LE PRÉSIDENT. — Vous avez un centre de productivité de l'équipement électrique. Nous sommes tout à fait disposés à l'APROBA à mettre à sa disposition les agents nécessaires pour l'aider à faire ses recoupements. Ce qui ne dispense pas d'aller plus loin et de demander au Bureau des Temps Élémentaires de faire quelques analyses plus précises. Je crois qu'il faut commencer à ramasser quelque chose et pour bien se comprendre définir au départ les ouvrages élémentaires les plus courants.

Je suis tout à fait disposé à vous aider dans ce sens, quand je dis vous aider je ne vais pas faire le travail moi-même, mais avec votre concours nous pourrions lancer cette opération. Je compte que vous m'en parlerez. Concluons donc que les temps standard ne sont pas de l'idéologie pure et formons le vœu que vous réunissiez bientôt une commission de travail sur ce sujet.

M. ROSAIN. — On pourrait conclure que les entreprises qui ont des bordereaux de temps les envoient directement.

M. DE CASTET. — La Chambre Syndicale des Entreprises Électriques de Paris 3, rue de Lutèce, est prête à recevoir toutes les propositions, tous les bordereaux qui lui seront envoyés et à tenir au courant des dossiers ainsi constitués.

M. LE PRÉSIDENT. — S'il y a des phénomènes aberrants pour certains travaux, vous demanderez au Bureau des Temps Élémentaires, par exemple, de vous départager.

M. BEQUART. — Il ne faut pas nier le principe de l'analyse.

M. LE PRÉSIDENT. — On ne le nie pas du tout, mais vous ne pouvez pas l'appliquer tout de suite. C'est un stade fort utile ; il faut y aller le plus tôt possible, mais je crois qu'on ne peut pas y aller sans avoir au préalable dégrossi le problème en réunissant déjà des temps statistiques moyens.

*Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.*

*(Reproduction interdite.)*

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI<sup>e</sup>

*(Ann. I. T. B. T. P.)*

6971-2-60. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C<sup>ie</sup>, Mesnil (Eure).  
Dépôt légal : 1<sup>er</sup> trim. 1960.

*(Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.)*



DOCUMENTATION  
TECHNIQUE

RÉUNIE EN OCTOBRE 1959

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

## C — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

## Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

3-146. Étude de la forme rationnelle d'une poutre précontrainte (Studium nad racjonalnym kształtowaniem przekroju poprzecznego belki sprężonej). KAUFMAN (S.), HOP (T.); *Archiv. Inżyn. Lądowej*, Pol. (1959), t. 5, n° 1, p. 81-128, 12 fig. 9 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Influence de la forme du profil (rectangulaire, à double T symétrique, à double T dissymétrique, à T renversé) sur le prix de revient d'une poutre en béton précontraint. — E. 58022. CDU 624.072.2 : 624.012.46 : 69.003.12.

4-146. Déformations élastiques et efforts dans un arc circulaire, encastré, symétrique, soumis à un effort normal  $N$  constant et à une charge latérale  $p$  répartie uniformément. Stabilité de l'équilibre élastique. LAYRANGUES (P.); *Ann. Ponts-Chauss.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 3, p. 323-344, 5 fig. — E. 58283. CDU 624.043/44 : 624.072.32 : 624.078.

5-146. Résolution approchée des problèmes statiques de la théorie du 2<sup>ème</sup> ordre, et des problèmes de torsion par voilement, à l'aide de la méthode des déformations (Näherungslösung von statischen Problemen der Theorie II. Ordnung und der Wölbkrafttorsion mit Hilfe der Deformationsmethode). RESINGER (F.), STEINER (H.); *Oesterr. Ingr. Zeitschr.*, Autr. (mai 1959), n° 5, p. 172-178, 15 fig., 10 réf. bibl. — Extension de la méthode de Cross-Ostenfeld pour l'étude, selon la théorie du 2<sup>ème</sup> ordre, des barres encastrées à une extrémité et soumises à une charge axiale et à une charge latérale. — E. 58044. CDU 624.04 : 624.075.3.

6-146. Phénomènes de torsion des câbles de téléferiques (Verdrehtungserscheinungen an Seilen bei Seilbahnen). ENGEL (E.); *Oesterr. Ingr. Zeitschr.*, Autr. (juin 1959), n° 6, p. 215-220, 7 fig., 1 réf. bibl. — E. 58433. CDU 624.075 : 624.071.2 : 625.9.

7-146. Influence des contraintes résiduelles sur la capacité de charge des barres chargées excentriquement (The influence of residual stress on the carrying capacity of eccentrically loaded columns). HUBER (A. W.), KETTER (R. L.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1958), vol. 18, p. 37-62, 13 fig. 7 réf. bibl. (résumés français, allemand). — Une méthode générale de calcul des barres comprimées sous une charge excentrée ou axiale a été mise au point sur les bases de la théorie classique des barres sollicitées dans le domaine inélastique. — On est parti de l'hypothèse que la répartition des contraintes présentait au moins un axe de symétrie supposé en outre perpendiculaire au plan du moment fléchissant. — Des solutions approchées, reposant sur les hypothèses de la solution de Jesek pour les barres fléchies et comprimées, sont indiquées pour des poteaux constitués de matériaux plastiques, avec section rectangulaire et section en H. — La comparaison des résultats obtenus par le calcul rigoureux et des résultats expérimentaux est très satisfaisante. — Il a été constaté que l'influence des contraintes résiduelles diminue lorsque l'excentricité augmente. — E. 56366. CDU 624.04 : 624.072.3.

8-146. Calcul rapide des effets des efforts dus au vent transmis aux fondations (Calculo rapido do efeito do vento em fundações). SAN MARTIN (F. J.); *Estrutura*, Brésil (1959), vol. 4, n° 15, p. 275-283, 11 fig. — E. 58246. CDU 624.042/43 : 624.15.

9-146. La pression du vent sur les ponts suspendus à suspentes obliques (transversalement) (Winddruck auf Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln). HIBA (Z), *Stahlbau*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 98-101 11 fig., 10 réf. bibl. — E. 57665. CDU 624.042 : 624.5.

10-146. Redistribution des moments fléchissants dans les poutres continues en béton armé (Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams). MATTOCK (A. H.); *Proc. Instn. civ. Engrs*, G.-B. (mai 1959), vol. 13, p. 35-46, 11 fig., 6 réf. bibl. — Description de deux séries d'essais. La première série concernait quatre poutres continues sur deux travées, calculées pour la même charge admissible, mais avec différentes distributions des moments fléchissants. — La seconde série consistait en trois poutres continues représentant des poutres secondaires dans un bâtiment à ossature en béton armé. Discussion des résultats d'essais. — E. 57907. CDU 624.043 : 624.072.2 : 624.075 : 624.012.45 : 620.1.

11-146. La détermination des moments de rupture dans les pièces en béton armé soumises à la flexion simple. — CONCEIRAO SAMPAIO (J. da); *Béton armé*, Fr. (fév.-mars 1959), n° 14, p. 24-29, 12 fig.; (avr.-mai 1959), n° 15, p. 22-27, 7 fig. — E. 57466, 58231. CDU 539.4 : 624.072.2 : 624.012.45.

12-146. Considérations critiques sur les contraintes et les déformations (Een critische beschouwing over spanningen en vervormingen). COENEN (P. A.); *Labor. Grondmech.*, Delft, Pays-Bas (tiré de : *Koninklijk Inst. Ingrs* — 3 mai 1950 — *Mythe en magie, een causerie over spanningen en vervormingen*), 1 broch., 64 p., résumé en anglais. — Examen critique des notions servant de base à l'étude scientifique des contraintes et des déformations. — Les notions peu exactes de l'expérience. La progression réelle des recherches scientifiques effectuées dans ce domaine. — E. 59574. CDU 624.043/44.

13-146. Calcul des vibrations libres de flexion et de torsion combinées de poutres de section quelconque (Sul calcolo delle vibrazioni naturali accoppiate flesso torsionali delle travi con sezione di forma qualunque). DEI POLI (S.); *Acciaio Costr. metall.*, Ital. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 18-25, 5 fig., 1 fig. h. t., 5 réf. bibl. — E. 58180. CDU 534 : 624.072.2 : 624.043.

14-146. Estimation de la fréquence des vibrations fondamentales des bâtiments de grande hauteur soumis à l'action des séismes (Appreciation on the fundamental vibration frequency of tall structures subjected to seismic actions). IFRIM (M.); *Rev. Mécan. appl.*, Roum. (1959), t.4, n° 1, p. 159-172, 7 fig., 5 réf. bibl. — E. 58334. CDU 534 : 693.8/9 : 721.011.27 : 699.841.

15-146. Procédé approché de détermination des fréquences fondamentales des portiques oscillant librement (Näherungsverfahren zur Bestimmung der Grundfrequenzen frei schwingender Rahmen). APPELTAUER (J.); *Stahlbau*, All. (mai 1959) n° 5, p. 131-134, 8 fig., 7 réf. bibl. — Exposé du procédé de calcul appliqué au portique simple et au portique à étages. — E. 57911. CDU 534 : 624.072.33.

16-146. Rupture de systèmes triangulés par flambement dans le plan du treillis (The collapse of triangulated trusses by buckling within the plane of the truss). NUTT (J. G.); *Struct. Engr.*, G.-B. (mai 1959), vol. 37, n° 5, p. 141-149, 19 fig., 10 réf. bibl. — Exposé d'essais de treillis métalliques. Quatre de ces treillis étaient constitués de poutres Warren et trois autres de triangles simples. Résultats concernant les charges de rupture et la déformation des éléments. — E. 57809. CDU 620.17 : 624.074.5 : 624.014.2 : 624.075.2.

17-146. Abaques donnant les contraintes de flambement par compression et cisaillement de plaques reposant sur appuis longitudinaux et sollicitées parallèlement à ces appuis, en fonction de la rigidité effective à la flexion de ces mêmes appuis (Charts relating the compressive and shear buckling stresses of longitudinally supported plates to the effective deflectional stiffness of the supports). JOHNSON (A. E. jr.); *National Advisory Committee for Aeronautics (NACA)*, 1520 H Street NW., Washington 25, DC., U. S. A. (fév. 1958), Tech. note 4188, 42 p., 9 fig., 8 réf. bibl. — E. 57754. CDU 624.075.4 : 624.078.5.

18-146. Mesure de l'élasticité du bois de construction (Measuring the elasticity of timber). LEE (I. D. G.); *Civ. Engng. publ. Works Rev.*, G.-B. (mai 1959), vol. 54, n° 635, p. 607, 609, 611, 613, 615, 9 fig., 9 réf. bibl. — Méthodes de mesure de constantes élastiques. — Effet de la direction du fil du bois sur les constantes élastiques. — Effet de la température. Effets de la teneur en eau. Cas du contreplaqué. — La stabilité élastique. — E. 58102. CDU 620.16 : 691.11 : 539.3.

19-146. Poteaux soumis à une flexion et à une compression combinées (Columns under combined bending and thrust). GALAMBOS (T. V.), KETTER (R. L.); *Proc. A. S. C. E.*, (*J. Engng. Mech. Div.*), U. S. A. (avr. 1959), vol. 85, n° EM2, Part 1, pap. n° 1990, p. 1-30, 22 fig., 18 réf. bibl. — Courbes des relations entre la compression axiale, le moment fléchissant appliqué à une extrémité et l'éclatement, permettant le calcul de la charge de rupture de poteaux en I à larges ailes articulés aux extrémités. — Établissement d'équations approchées. Comparaison des résultats de calcul avec ceux de différents essais. — E. 57757. CDU 624.04 : 624.072.3 : 624.014.2.

20-146. Influence du cisaillement sur le moment résistant des poutres en béton armé (The influence of shear on the moment of resistance of reinforced concrete beams). SUBBIAH (K.), SMITH (R. B. L.); *Struct. Engr.*, G.-B. (juin 1959), vol. 37, n° 6, p. 192-194, 1 fig., 2 réf. bibl. — (Discussion de l'art. de *Struct. Engr.* de nov. 1958, vol. 36, n° 11, p. 377-384, analysé dans notre DT. 135/136 de mars-avr. 1959, art. 6) — E. 58174. CDU 539.4 : 624.072.2 : 624.012.45.

21-146. Contrôle expérimental du comportement des poutres fléchies dans le domaine élastoplastique (Controllo sperimentale della resistenza di travi inflesse in campo elastoplastico). CRESPELLANI (T.); *Cemento*, Ital. (avr. 1959), n° 4, p. 3-8, 11 fig., 10 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales sur des poutres continues en acier; confrontation des résultats avec ceux fournis par les diverses hypothèses théoriques. — E. 58263. CDU 539.4/5 : 624.072.2 : 624.014.2 : 69.0015.



22-146. **Plasticité et fluage.** — COLONNETTI, (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1959), n° 142 (Théories et méthodes de calcul : 36), p. 1075-1088, 24 fig. — Après avoir rappelé la distinction classique entre les déformations élastiques et les déformations plastiques, l'auteur souligne combien cette distinction est peu conforme à la réalité : en fait, il y a interférence entre les déformations. Il admet que ces déformations sont des fonctions non seulement des valeurs actuelles des forces appliquées, mais de toutes les valeurs que ces forces auront atteint précédemment. — L'auteur rappelle la notion de « coefficient d'hérédité »  $f$ , introduite par Volterra, et, pour un corps homogène, il suppose  $f$  constant. — Il examine ensuite le cas d'un corps homogène soumis à des charges croissantes et décroissantes avec le temps. Il en donne une représentation géométrique dans l'espace, et en projetant sur un des plans de coordonnées, obtient des cycles d'hystérésis. — L'auteur utilise ensuite cette théorie, dans les limites où elle reste valable, pour l'étude de différents problèmes de l'équilibre élasto-plastique. Il l'applique : au cas de la flexion simple d'une poutre prismatique et homogène, aux cas plus complexes où les liaisons surabondantes rendent statiquement indéterminée la répartition des sollicitations sur les différentes sections, au cas plus général des corps hétérogènes. — E. 59925.

CDU 539.3/5.

#### Cac n Procédés de calcul.

23-146. **Calcul de la flexion des coques coniques d'épaisseur constante soumises à des charges axisymétriques.** — CASACCI (S.); Bosc (J.); *Édit. : Dunod*, Fr. (1959), 1 vol., xiv + 161 p., nombr. fig., 31 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2779 au chapitre III « Bibliographie », — 0.199-59.

CDU 624.04 : 624.072.4 : 624.043.

24-146. **Contribution au calcul des systèmes réticulés selon la théorie du II<sup>ème</sup> ordre. I. II. (fin)** (Beitrag zur Lösung von Stabwerksproblemen der Theorie II. Ordnung). RESINGER (F.); *Stahlbau*, All. (mars 1959), n° 3, p. 75-78, 8 fig., 14 réf. bibl.; (avr. 1959), n° 4, p. 102-107, 18 fig., 14 réf. bibl. — Rappel des méthodes de Lundquist, Sattler, Chwalla. — Étude des systèmes réticulés orthogonaux dans l'espace, conduite en tenant compte de la rigidité à la torsion des barres. — Étude des systèmes comprenant des câbles. — Présentation d'une méthode de compensation des moments pour la poutre continue sur appuis élastiques soumise simultanément à des charges transversales et axiales. — Exemples numériques. — E. 57228, 57665.

CDU 624.04 : 624.074.5 : 624.075.

25-146. **Equations simplifiées pour la vérification de la stabilité au déversement et au flambement-torsion des poutres en acier à section doublement symétrique.** DUTHEIL (J.); *Acier*, Fr. (mai 1959), n° 5, p. 243-255, 16 fig. — Domaine de validité des équations simplifiées présentées; exemples d'application; justification; abaque. — E. 58002.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.075.2/3 : 624.014.2.

26-146. **Calcul à la rupture des ouvrages métalliques.** (The plastic method of designing steel structures). *Proc. A. S. C. E. (J. Struct. Div.)*, U. S. A. (avr. 1959), vol. 85, n° ST4, Pap. 2005, p. 57-90, 21 fig., 13 réf. bibl. — Exposé de la méthode de calcul. — Description de quelques-uns des nombreux bâtiments et autres ouvrages réalisés en Grande-Bretagne et calculés suivant cette méthode. — E. 57759.

CDU 624.04 : 539.5 : 624.014.2.

27-146. **État actuel de la question du dimensionnement plastique des ossatures en acier doux.** MASSONNET (Ch.); *Acier*, Fr. (juin 1959), n° 6, p. 291-301, 18 fig., 29 réf. bibl. — Exposé historique; critique du calcul des structures en

acier doux par la méthode élastique; conditions d'emploi du calcul à la rupture pour les ossatures en acier doux; examen critique des bases de la théorie du calcul à la rupture. — E. 58307.

CDU 624.04 : 539.5 : 624.014.2.

28-146. **Calcul des structures au moyen de calculateurs électroniques. I — Systèmes plans constitués d'éléments droits** (Beregning af berende konstruktioner ved hjælp af elektronisk cifferregnemaskine. I — Plane konstruktioner sammensat af lige stenger). GALLOE (V.); *Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1959), SBI-Rap. 32, 68 p., nombr. fig., résumé anglais. — E. 58201.

CDU 624.07 : 518.5 : 621.38.

29-146. **Utilisation des calculatrices électroniques dans l'étude des projets routiers.** ABRAHAM (C.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (mai 1959), n° 328, p. 63-64, 67-71, 7 fig., 3 réf. bibl. — E. 57989.

CDU 624.04 : 621.38 : 624.13 : 625.7.

30-146. **Calcul de la poutre annulaire de fondation des pelles excavatrices et des équipements d'enlèvement de grande puissance (dans les mines de lignite à ciel ouvert)** (Ringträgerberechnung für den Unterbau von Grossbaggern und-absetzern). MESCHAN (F.); *Bauingenieur*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 138-144, 23 fig., 2 réf. bibl. — E. 57722.

CDU 624.04 : 624.153 : 621.879.

31-146. **Stabilité des constructions appliquée au bois. III — Étude des systèmes constructifs.**

— VRAIN (G.), GREZEL (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1959), n° 141, (Manuel Charp. bois : 18), p. 867-924, 84 fig. — Le but de la présente étude est de rappeler, aussi succinctement et clairement que possible, comment doivent être appliqués les principes exposés dans le chapitre relatif aux « calculs des systèmes constructifs en général » pour aboutir à des méthodes pratiques et rapides dans l'étude des différents systèmes constructifs susceptibles d'être rencontrés dans les charpentes en bois.

— Après une classification des systèmes isostatiques et hyperstatiques, est passée en revue, pour les différents cas de charge pouvant se présenter, l'étude des consoles, des poutres droites isostatiques, des arcs à trois articulations, des poutres encastrées à une ou deux extrémités, des poutres continues, des arcs à deux articulations et des arcs encastrés. De nombreux tableaux numériques figurant dans le texte sont susceptibles d'abréger notablement les calculs qui incombent généralement aux projeteurs. D'autres tableaux et quelques exemples sont destinés à servir de guide pratique sur la façon de conduire les études dans les cas les plus complexes, afin de faciliter la tâche des projeteurs. — E. 59673.

CDU 624.04 : 624.011.1.

32-146. **Étude des murs dans la construction.** — ROZZA (C.); addit. de G. A. GUIDI, trad. de l'italien par H. Belmonte; *Édit. : Dunod*, Fr.; *Vitali e Ghianda*, Ital. (1959), 1 vol., 93 p., 30 fig., 18 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2778 au chapitre III « Bibliographie », — 0. 198-59.

CDU 69.022 : 624.04 : 699.86.

33-146. **Le contreventement des bâtiments à murs porteurs. I. II.** — CHAPUIS (L.), LATIL (G.); *Tech. Trav.*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 3-4, p. 111-118, 19 fig.; (mai-juin 1959), n° 5-6, p. 189-192, 7 fig. — Présentation d'une méthode de calcul approchée. Calcul d'un refend symétrique. — Calcul d'un refend quelconque. — E. 57632, 58360.

CDU 624.078.8 : 721. 69.022.1.

34-146. **Calcul des ossatures complexes à plusieurs étages.** (Solution of complex multi-storey structures). THADANI (B. N.); *Struct. Engr.*, G.-B. (juin 1959) 1 vol. 37, n° 6, p. 178-186, 12 fig. — Présentation d'une méthode consistant à étendre le procédé de calcul des systèmes de portiques, mis au point par Kani, aux structures plus complexes, par exemple

aux constructions dans lesquelles un poteau traverse différents niveaux sans forcément y rencontrer de poutre. — E. 58174.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.074.5.

35-146. **Poutres continues. Tableaux de calcul** (Grinzi continue. Tabele de calcul). AVRAM (C. N.); *Édit. : Editura teh.*, Roum. (1959), 1 vol., 311 p., 202 fig., 33 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2793 au chapitre III « Bibliographie », — 0.227-59.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.075 (03).

36-146. **Poutre reposant sur un milieu élastique semi-infini** (Nosnik na pruznom polopriestore). HANUSKA (A.); *Stavebnícky Casopis*, Tchecosl. (1959), vol. 7, n° 2, p. 73-88, 17 fig., 12 réf. bibl. (résumé allemand). — Présentation d'une méthode de calcul simple. — Comparaison de résultats numériques avec ceux des calculs basés sur la distribution linéaire des contraintes, et avec ceux des calculs basés sur la théorie du module de réaction du sol. — E. 57879.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.153 : 539.3.

37-146. **Calcul de la dalle biaise soumise à une charge uniforme** (Il calcolo della lastra obliqua soggetta a carico uniforme). SAMBITO (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (fév.-mars 1959), n° 2-3, p. 150-161, 6 fig., 5 réf. bibl. — Étude de la dalle biaise appuyée sur deux côtés parallèles. — Rappel de la théorie de la dalle rectangulaire et extension de cette théorie à la dalle biaise. — Application numérique au cas d'une dalle en losange. — E. 58028.

CDU 624.04 : 624.073.

38-146. **Calcul des dalles-champignon rectangulaires** (Rektangulär betongplatta understödd av pelare i fältet). NYLANDER (H.); *Nord. Betong*, Suède (1959), n° 2, p. 155-176, 17 fig., 7 réf. bibl. (résumé anglais). — Présentation d'une méthode permettant de déterminer les moments d'une dalle-champignon rectangulaire pourvue d'armatures croisées et appuyée sur ses bords. — Cette méthode est basée sur la théorie des lignes de rupture de K. W. Johansen. — E. 58292.

CDU 624.04 : 624.073 : 624.012.45 : 624.078.

39-146. **Quelques progrès récents dans le calcul des couvertures minces en béton armé. Méthode empirique de calcul des voiles cylindriques symétriques** (Some recent developments in the design of reinforced concrete shell roofs. Empirical design of symmetrical cylindrical shells). BENNETT (J. D.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (mars 1959), vol. 5, n° 1, p. 23-62, 18 fig., 2 réf. bibl. — Présentation d'une méthode simple basée sur l'analyse des résultats de calculs de 227 couvertures cylindriques. Elle est applicable à tous les types de voiles cylindriques symétriques, à l'exception des voiles avec raidisseur de rive dépourvu d'appui propre. — E. 57909.

CDU 624.04 : 624.074.4/7 : 624.012.45.

40-146. **Simplification du calcul des voiles cylindriques par la méthode de la poutre** (Cylindrical shell analysis simplified by beam method). CHINN (J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mai 1959), vol. 30, n° 11, p. 1183-1192, 10 fig., 5 réf. bibl. — Bref exposé de la « méthode de la poutre » pour le calcul des voiles cylindriques de couverture. — Formules pour le calcul des voiles simples sans poutres de rive, et des éléments de couvertures à cylindres multiples. Exemple numérique. — E. 58357.

CDU 624.04 : 69.024.4 : 624.074.7.

41-146. **L'étude des revêtements souples. Recherches et travaux, 1958** (Flexible pavement design. Research and development 1958). *Nation. Acad. Sci. — Nation. Res. Council.* (publ. n° 663). U. S. A. (1959), *Highw. Res. Board Bull.* n° 210, 61 p., 41 fig., 40 réf. bibl. — Cinq mémoires présentés à l'Assemblée annuelle du Highway Research Board (6-10 janvier 1958). — Notes sur les méthodes de calcul CBR du Corps du Génie. — Exposé résumé sur des essais de



transmission des charges par des revêtements et des couches de fondation souples. — Comment l'Oklahoma utilise ses routes actuelles pour établir des critères en vue des études de conception des ouvrages. — Étude des déformations et du comportement des revêtements souples. — Le calcul des revêtements souples en Idaho. — E. 58469.

CDU 625.85 : 624.04 : 69.001.5 (061.3).

42-146. Calcul par la méthode élastique des systèmes hyperstatiques plans. — Méthodes modernes de calcul. I. II. (fin) (Elastic analysis of two dimensional indeterminate frames). DOUGLAS (A. H.), *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (avr. 1959), vol. 54, n° 4, p. 139-150, 2 fig., 12 réf. bibl.; (mai 1959), n° 5 p. 175-185, 10 fig., 4 réf. bibl. — Aperçu d'ensemble sur les différentes méthodes de calcul élastique. — Domaines d'emploi de la méthode de relaxation. — Extension de la méthode de la surface des moments avec emploi des formules de Kleinlogel pour les systèmes hyperstatiques. — E. 57562, 57908.

CDU 624.04 : 624.075 : 539.3.

43-146. Calcul des systèmes élastiques exerçant une poussée (Sul calcolo di sistemi elastici spingenti PAGANO (M.); *G. Genio civ.*, Ital. (fév.-mars 1959), nos 2-3, p. 112-128, 20 fig. — Présentation d'un nouveau procédé de calcul rapide des systèmes élastiques continus constitués d'une série d'éléments exerçant une poussée. — Application numérique à une couverture en shed et à une série d'arcs paraboliques. — E. 58028.

CDU 624.04 : 624.072.3/33 : 624.021.45.

44-146. Procédé de détermination des surfaces d'influence des plaques à l'aide de modèles (Modellstatistisches Verfahren zur Aufnahme von Einflussflächen von Platten). WEIGLER (H.), WEISE (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (mai 1959), n° 5, p. 123-128, 23 fig., 7 réf. bibl. — Procédé mis au point au Laboratoire de l'École polytechnique de Darmstadt. — Description de l'appareillage utilisé. — Mode opératoire. Comparaison des résultats obtenus avec ceux des calculs classiques. — E. 57943.

CDU 624.042/43 : 624.073 : 69.001.5.

#### Caf Essais et mesures (mécaniques en principe.)

45-146. Traité d'expertise et d'essais des matériaux et des constructions. Méthodes générales d'essai et de contrôle en laboratoire. — I. — Mesures géométriques et mécaniques. — L'HERMITE (R.); Édit. : *Eyrolles*, Fr. (1959), Collect. I. T. B. T. P., 1 vol., xii + 739 p., nomb. fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2781 au chapitre III « Bibliographie ». — 0.237-59.

CDU 620.1 : 727.5 (03).

46-146. Expérimentation en grand en technique routière. BONITZER (J.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (mai 1959), n° 328, p. 49-54, 57-59, 3 fig., 7 réf. bibl. — Exposé d'ensemble sur l'évolution de la recherche dans les différents pays. — Les expériences du Road Research Laboratory de Grande-Bretagne. — L'essai routier Washo: l'essai routier Aasho. L'essai de Grunbach en République fédérale allemande. — E. 57989.

CDU 69.001.5 : 625.7.

47-146. Essais sur modèle d'un tablier de pont-route (Badania modelowe lekkiej jezdni mostowej). GANOWICZ (R.), MIKOLAJCZAK (H.), WILDE (P.), WIZMUR (M.); *Archiw. Inzyn. Ladowej*, Pol. (1959), t. 5, n° 1, p. 63-80, 20 fig., 3 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Étude d'une dalle de tablier simplement appuyé sur des poutres longitudinales et dont la surface d'influence a été obtenue au moyen d'extensomètres à résistance. — Conditions dans lesquelles le calcul de ce type de tablier peut être semblable à celui d'une plaque orthotrope. — E. 58022.

CDU 624.21.025 : 69.001.5 : 624.04.

48-146. Nouveaux essais de poutres sous charges dynamiques (Further tests of dynamically loaded beams). MAVIS (F. T.), STEWART (J. J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mai 1959), vol. 30, n° 11, p. 1215-1223, 12 fig., 2 réf. bibl. — Description d'essais sous charges appliquées par ressorts sur vingt-sept poutres simples en béton armé de 2,4 m de portée. — Résultats enregistrés par le cinéma ultra-rapide. — Discussion des résultats présentés par les films. — E. 58357.

CDU 620.16/17 : 624.072.2 : 624.012.45.

49-146. Analyse des contraintes. — *Mém. Groupem. Avancem. Méth. Analyse Contraintes (G. A. M. A. C.)*, Fr. (mars 1959), n° 1. — Texte de six communications : P. DANTU — Méthodes actuelles d'analyse des contraintes dans le domaine élastique à température ordinaire : 11 p., 21 fig. — H. LE BOUTEUX — L'analyse des contraintes dans les cas où le facteur temps intervient : 6 p., 6 fig. — R. JACQUESSON — La mesure des contraintes rapidement variables : 8 p., 11 fig. — R. RAPIN — L'extensométrie à chaud : 6 p., 9 fig. — J. POMEY — La mesure des contraintes résiduelles : 15 p., 24 fig., 8 réf. bibl. — R. BIGRET — L'analyse des contraintes vue par un utilisateur constructeur : 10 p., 20 fig. — E. 57877.

CDU 531.7 : 624.043.

#### Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES. HYDRAULIQUE

50-146. Entraînement des matériaux par charriage. ROTTNER (J.); *Houille blanche*, Fr. (mai-juin 1959), n° 3, p. 285-300, 22 fig. — Présentation d'une formule évaluant le débit solide des cours d'eau par charriage en fonction des paramètres de l'écoulement. — Étude de la variation de la vitesse moyenne de l'eau en présence de matériaux charriés; établissement d'un abaque permettant de déterminer le débit solide et la vitesse moyenne de l'eau à partir de la connaissance de la pente, de la profondeur de l'écoulement et de la dimension du matériau. — Calcul du débit solide et influence de la couche de grande concentration du fond. EGUIASAROFF (I.); p. 308-317, 9 fig., 22 réf. bibl. — Application des isotopes radioactifs à l'étude des mouvements des sédiments et des galets dans les cours d'eau et en mer. HOURS (R.), JAFFRY (P.); p. 318-347, 29 fig., 17 réf. bibl. — Exposé d'ensemble et comparaison des différentes techniques de marquage, d'immersion et de détection des vases, sables et galets; influence de l'enfouissement du matériau actif. — Description des expériences effectuées jusqu'à ce jour. — E. 58479.

CDU 532.5 : 627.1 : 691.

51-146. Étude hydraulique des chambres d'équilibre à l'aide d'une calculatrice numérique (Hydraulic analysis of surge tanks by digital computer). BARBAROSSA (N. L.); *Proc. A. S. C. E. (J. Hydraul. Div.)*, U. S. A. (avr. 1959), Part 1, vol. 85, n° HY4, Pap. n° 1996, p. 39-78, 16 fig., 10 réf. bibl. — E. 57761.

CDU 532 : 518 : 627.84.

52-146. Utilisation d'une méthode graphique simple pour l'étude de phénomènes transitoires dans des systèmes d'amenée d'eau. COMBES (G.); *Houille blanche*, Fr. (mai-juin 1959), n° 3, p. 336-378, 15 fig., 4 réf. bibl. — E. 58479.

CDU 532 : 621.646 : 628 : 518.

53-146. Calcul des dissipateurs d'énergie de chutes d'eau. I. II. (fin) (Ueber die Berechnung von Sturzbetten). GARBRECHT (G.); *Wasserwirtschaft*, All. (mars 1959), n° 3, p. 66-73, 20 fig., 16 réf. bibl.; (avr. 1959), n° 4, p. 95-105, 41 fig. — Étude des méthodes de dimensionnement pouvant être considérées comme les plus sûres; détermination des conditions dans lesquelles il n'est pas possible de renoncer aux essais sur modèles. — E. 57124, 57478.

CDU 532.5 : 621.646 : 627.8.

54-146. Nouvelles connaissances sur le calcul de la résistance à l'écoulement de l'air dans les conduits de ventilation (Neues zur Widerstandsberechnung von Luftleitungen). MÜLSOW (R.); *Heiz. Lüft. Haustechn.*, All. (20 mai 1959), vol. 10, n° 5, p. 117-122, 21 fig. — Simplification des calculs, étude de l'écoulement aux points de raccordement et de séparation des conduits. — E. 58105.

CDU 533.6 : 697.92.

#### Ci GÉOPHYSIQUE. GÉOTECHNIQUE

##### Cib m Étude des sols.

55-146. Étude de la relation entre la résistance au cisaillement et la compressibilité d'argiles normalement consolidées (Study of the relation between the shearing resistance and the compressibility of normally consolidated clays). GAMAL ELDIN (A. K.); *Acta tech.*, Hongrie (1959), t. 24, n° 1-2, p. 129-155, 24 fig., 19 réf. bibl. (résumés allemand, français, russe) — Étude théorique basée sur les résultats d'essais de laboratoire. — E. 57756.

CDU 624.131.5 : 691.4.

56-146. Étude expérimentale d'une radiosonde d'humidité en vue de son utilisation aux problèmes routiers. HUET (J.); *Tech. rout.*, Belg. (juin 1959), vol. 4, n° 2, p. 55-66, 18 réf. bibl. — Principe de la méthode neutronique pour la détermination des teneurs en eau. Dispositif expérimental pour la mesure en profondeur des teneurs en eau par la méthode neutronique. — Détermination des principales caractéristiques du dispositif expérimental de mesure. Influence de l'épaisseur, de la distance et de la continuité d'une nappe d'eau concentrique à la radiosonde d'humidité. — Influence de l'épaisseur et de la distance d'une nappe d'eau située en dessous de la radiosonde. — E. 58463.

CDU 624.131.38/6 : 621.38.

57-146. Systèmes de contraintes dans les talus simples constitués de matériaux granulés (Stress systems within simple slopes of granular materials). TROLLOPE (D. H.), MORGAN (J. R.); *Civ. Engng (Instn Engrs.) Austral.* (mars 1959), *Transact.*, vol. CEI, n° 1, p. 18-26, 30 fig., 12 réf. bibl. — Étude théorique et application de la « théorie systématique de l'effet de voûte », récemment mise au point, au problème de la répartition des contraintes à la base d'un talus de matériaux granulés. — E. 57730.

CDU 624.131.5 : 624.135.

58-146. Force portante des pieux et groupes de pieux (Gölöpök és cölöpcsoportok teherbírása). KEZDI (A.); *Építőipari Közlekedési Műszaki Egyetem Tudományos Közleményei*, Hongrie (1958), t. 4, n° 3, p. 25-93, 71 fig., 49 réf. bibl. (résumés allemand, français, anglais, espagnol). — Aperçu historique sur les méthodes utilisées jusqu'à maintenant. Considérations critiques sur la méthode des essais de chargement. — Détermination empirique d'une nouvelle loi sur le cisaillement du sol. — Étude du comportement sous charge du pieu isolé, utilisant la nouvelle loi sur le cisaillement. — Détermination de la force portante des pieux et groupes de pieux. — E. 57596.

CDU 624.131.5 : 624.154.

59-146. Nouvelle méthode de calcul de la capacité de charge des pieux battus (A new calculation for the bearing capacity of driven piles). BULLEN (F. R.); *Proc. Instn civ. Engrs.*, G.-B. (mai 1959), vol. 13, p. 47-72, 24 fig., 4 fig. h.-t., 15 réf. bibl. — Présentation d'une méthode établie d'après les résultats de recherches expérimentales et théoriques dont on donne l'exposé. — E. 57907.

CDU 624.046 : 624.155.



60-146. Essais de pieux tubulaires (Tests with tubular piles). SZÉCHY (Ch.); *Acta tech.*, Hongrie (1959), t. 24, n° 1-2, p. 181-219, 27 fig. (résumés allemand, français, russe). — Compte rendu d'essais ayant pour but de déterminer la force portante des pieux métalliques creux, et par suite l'économie réalisée, eu égard aux opérations de battage, par emploi de pieux creux au lieu de pieux pleins. — Les résultats obtenus montrent à nouveau l'inexactitude des formules usuelles de battage, et permettent d'établir une nouvelle formule statique pour la détermination de la capacité de charge des pieux battus, faisant intervenir la masse du sol déplacé. — Résultat d'essais concordants de pieux creux en béton. — E. 57756.

CDU 624.131.5 : 624.155 : 621.643.2.

61-146. Écoulement de l'eau souterraine sous es ouvrages. Recherche sur la nature du phénomène et méthode de calcul du coefficient de sécurité (Onderloopsheid. Onderzoek naar de aard van het verschijnsel en methode ter bepaling van de veiligheidscoëfficiënt) *Ingenieur Pays-Bas* (15 mai 1959), n° 20, p. B. 87-B. 91, 8 fig., 8 réf. bibl. — Effets des courants d'eau souterrains pouvant se produire sous un ouvrage hydraulique lorsque le niveau de l'eau n'est pas le même pour deux faces opposées de l'ouvrage. Étude des courants et essai de calcul d'un coefficient de sécurité de l'ouvrage. — E. 57956.

CDU 624.131.6 : 626/627 : 624.046.5.

62-146. Propriétés physico-chimiques des sols : les minéraux argileux (Physico-chemical properties of soils : clay minerals). GRIM (R. E.); *Proc. A. S. C. E. (J. Soil Mech. Found. Div.)*. U. S. A. (avr. 1959), vol. 85, n° SM2, Part 1, Pap. 1998, p. 1-17, 7 fig., 15 réf. bibl., discussion : P. F. KERR, p. 73-78, 2 fig., 16 réf. bibl. — Les phénomènes d'échange d'ions (Ion exchange phenomena). TAYLOR (A. W.), Pap. 1999, p. 49-30, 4 fig., 12 réf. bibl.; discussion : P. F. Low, p. 79-89, 4 fig., 16 réf. bibl. — Les systèmes sols argileux-eau (la phase minérale de l'eau; interprétation de la cohésion et de la plasticité du système) (Soil-water systems). ROSENQVIST (I. Th); Pap. 2000, p. 31-53, 9 fig., 23 réf. bibl.; discussion : A. S. MICHAELS, p. 91-102, 1 fig., 12 réf. bibl. — L'intérêt de la technologie des sols (Role of soil technology). LAMBE (T. W.); Pap. 2001, p. 55-70, 1 fig., 28 réf. bibl. — E. 57762.

CDU 624.131.4 : 691.4.

Cie : Surface du globe.  
Hydrographie. Erosion.

63-146. Quelques considérations générales sur l'hydrologie du Rhin et sur les aménagements de ce fleuve. PARDE (M.); *Houille blanche* Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 101-114, 1 fig. — Le bassin du Rhin à l'amont de Bâle et l'influence des lacs sur le régime du fleuve. WALSER (E.); p. 115-124, 12 fig., 12 réf. bibl. — L'hydrologie du Rhin à l'aval de Bâle. Le Rhin entre Bâle et Emmerich. ESCHWEILER (W.); p. 125-160, 28 fig., 18 réf. bibl. — E. 58017.

CDU 551.48 : 627.1 : 627.4 : 627.8.

Co CONDITIONS  
ET ÉTUDES GÉNÉRALES.  
SITUATION GÉOGRAPHIQUE.  
CONGRÈS

Cod j Règlements. Législation.

64-146. Éléments de législation du bâtiment. — BEAUGRAND (G.); Édit. : *Eyrolles*, Fr. (1959), 2<sup>ème</sup> édit., 1 vol., 220 p. — Voir analyse détaillée B. 2780 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 220-59.

CDU 34 : 35 : 69 (03).

Cod l Normalisation.

65-146. Règlement pour la construction des ponts métalliques (Reglement voor de bouw van metalen bruggen). *Institut belge de Normalisation*, 29, av. de la Brabançonne, Bruxelles 4, Belg. (oct. 1952), 3<sup>ème</sup> édit., norme belge NBN 5/1952, 96 p., 47 fig. (en français et en flamand). — Objet du Règlement, conditions générales. Prescriptions relatives à la conception et au calcul : généralités sur les sollicitations, sollicitations principales et additionnelles des ponts-rails et des ponts-routes; stabilité au renversement. — Tensions admissibles, calcul des éléments. Prescriptions relatives à la qualité et à la réception des matières. Prescriptions relatives à la construction en usine : usinage et assemblage des pièces, décapage, peinture, métallisation. Prescriptions relatives au montage sur place. Epreuves et essais de réception. — E. 58194.

CDU 389.6 : 624.21. 014 2(493).

66-146. Conférence du Congrès des fondations, Hambourg, 12 et 13 juin 1958 (Vorträge der Baugrundtagung 1958 in Hamburg gehalten am 12. und 13. Juni). *Dtsche Gesellschaft f. Erd- und Grundbau e. V.*, All. (1959), 1 vol., vi + 250 p., 136 fig., nombr. réf. bibl. — Edit. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, All. — Voir analyse détaillée B. 2792 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 59291.

CDU 624.13/15 : 627.8 : 624.19 (061.3).

Cof Études générales. Congrès

67-146. JOURNÉES DE CHAUFFAGE, VENTILATION ET CONDITIONNEMENT DE L'AIR, 25, 26, 27 ET 28 MAI 1959 (Les Publications préliminaires ont paru dans notre D. T. 145 de jan. 1960, sous le n° 66) :

67<sup>a</sup> Chauffage et ventilation des établissements scolaires. I. — *Ann. I. T. B. P.*, Fr. (sep. 1959), n° 141 (Equipem. techn. : 64); p. 925-964, 43 fig. :

67<sup>b</sup> Chauffage et ventilation des écoles en Angleterre. — DICK (J. B.), p. 929-936, 8 fig. — La communication souligne les recherches de la Building Research Station sur les méthodes de chauffage des écoles et décrit quelques travaux complémentaires relatifs à cette question, entrepris par le Ministère de l'Éducation. On y indique les résultats obtenus en pratique concernant les taux de ventilation et les gradients de température, ainsi que les données détaillées sur les besoins de chaleur en chauffage à air chaud, par radiateurs et par le sol. On y indique l'influence des systèmes de réglage automatique et d'alimentation des chaudières à combustibles solides sur la consommation de combustible. Les résultats d'une enquête sur la consommation de chaleur dans les écoles sont en outre confrontés avec des études antérieures sur les besoins de chaleur.

67<sup>c</sup> La pratique américaine du chauffage et de la ventilation des établissements scolaires. — McELGIN (J.); p. 937-948, 15 fig. — La variété des conditions climatiques dans un pays aussi vaste que les États-Unis a conduit à une grande variété de types de bâtiments et à une égale variété de systèmes de chauffage et de ventilation. D'une façon générale, la ventilation d'une école ne peut être assurée d'une façon suffisante par l'ouverture des fenêtres. D'autre part les besoins calorifiques d'une salle de classe sont très variables et tout différents de ceux des locaux d'habitation (déperditions importantes, apports dus au soleil, aux occupants, à l'éclairage, problème de la fenêtre froide), et la ventilation doit souvent assurer le rafraîchissement des classes, même en hiver. Les systèmes de chauffage et de ventilation utilisés peuvent se diviser en deux groupes : — les

systèmes centralisés, avec installation centrale d'alimentation en air et de chauffage et distribution aux classes par conduits; la commande, pour tenir compte des besoins individuels des divers locaux, en est difficile; — les systèmes décentralisés, comportent un groupe de ventilation pour chaque local; leur réglage est individuel et ils permettent de résoudre le problème de la fenêtre froide. 70 % des classes nouvelles sont dotées d'installation de ce type.

67<sup>d</sup> Le chauffage des bâtiments scolaires belges. — GRAVE (A. de); p. 949-960, 20 fig. — Après avoir rappelé succinctement l'organisation de l'enseignement primaire, secondaire, supérieur et technique en Belgique, le conférencier fournit quelques développements sur les caractéristiques générales des constructions scolaires, particulièrement en ce qui concerne l'isolation thermique. Donnant des précisions sur les combustibles utilisés, les chaudières employées, M. de Grave s'étend plus longuement sur les caractéristiques des installations réalisées, il insiste plus spécialement sur la régulation automatique dont sont munies les installations modernes, il donne ensuite un aperçu sur les installations spéciales et sur le programme d'avenir; il conclut sur le rôle social des perfectionnements réalisés et sur ceux qui sont envisagés. — E. 59673.

67<sup>e</sup> Chauffage et ventilation des établissements scolaires. II. — *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1959), n° 142 (Equipem. tech. : 65), p. 965-1046, 81 fig. :

67<sup>f</sup> Le chauffage et la ventilation des établissements scolaires en Pologne. KOZIERSKI (J.); p. 967-988, 13 fig. — L'auteur précise d'abord l'étendue des programmes de construction des bâtiments scolaires, rendus indispensables en Pologne, aussi bien par les grandes destructions de la seconde guerre mondiale que par la natalité qui est la plus grande d'Europe. En raison de la grande industrialisation de la Pologne, l'accroissement de la population a lieu surtout dans les villes. Il souligne ensuite le rôle important du chauffage et de la ventilation dans les bâtiments scolaires. Ces installations conditionnent le microclimat des salles de classe et influencent en conséquence le développement hygiénique et physiologique des jeunes générations. Le rôle de ces installations s'est accru durant ces dernières années en raison des nouvelles tendances qui exigent l'organisation des aménagements des bâtiments scolaires en liaison étroite avec l'entourage et en ménageant le plus grand accès possible à la lumière naturelle; c'est ce que l'on appelle « les écoles ouvertes ». Après une étude détaillée du climat de Pologne, spécialement pendant l'année scolaire, et une énumération des règles d'implantation de bâtiments scolaires dans les villes et à la campagne, l'auteur rappelle les fonctions que doivent remplir les installations de chauffage et de ventilation. Il donne des exemples des divers systèmes employés, analyse leurs avantages et leurs défauts du point de vue de l'hygiène, de la technique et de l'économie, et indique lesquels de ces systèmes remplissent le mieux leur tâche. Enfin, à la lueur des expériences faites en Pologne, l'auteur précise la direction dans laquelle doit être dirigé le progrès technique dans l'organisation du microclimat à l'intérieur des bâtiments scolaires, et dans la réalisation des installations de chauffage et de ventilation de ces établissements.

67<sup>g</sup> Ventilation et chauffage des écoles en Allemagne. — KRUGER (W.); p. 989-1001, 25 fig. — Après avoir rappelé les caractéristiques d'ordre physiologique auxquelles doit satisfaire le chauffage des locaux, le conférencier étudie plus spécialement celles correspondant aux établissements scolaires; il s'étend sur les particularités de la ventilation, discutant des différents modèles de fenêtres et de la répartition logique des circuits d'air, Passant au chauffage proprement dit, il cite les différents modes utilisés,



discute de leurs particularités et précise les dispositions applicables aux écoles à rez-de-chaussée, groupées autour d'un bloc administratif. Il mentionne les études physiologiques faites sur le chauffage par radiateurs comparé au chauffage par rayonnement. Il termine par une étude critique des types de construction actuels.

67<sup>a</sup> Le développement du chauffage et de la ventilation des constructions scolaires en U. R. S. S. — LIVTCHAK (I. F.); p. 1002-1011, 13 fig. — Dans son exposé l'auteur donne des informations sur les établissements scolaires types, qui se construisent en grand nombre en U. R. S. S. équipés du chauffage central à eau chaude par radiateurs et d'un système de ventilation avec extraction. Il faut noter qu'un système d'extraction, même combiné avec une aération, s'avère insuffisant pour assurer le taux de renouvellement d'air nécessaire; en conséquence, l'on est amené à réaliser un apport d'air frais dans les différents locaux par un système adéquat. Cependant, pour des raisons économiques, les systèmes de ventilation courants n'ont pas trouvé ici leur application. Pour cette raison, des méthodes nouvelles sont actuellement mises au point pour assurer une alimentation convenable et plus économique des salles de classe en air frais. Parmi celles-ci on trouve la solution des batteries d'électroventilateurs silencieux, placés dans les parois latérales des locaux, munis de bouches de soufflage à lamelles spéciales en forme de visière, soufflant l'air neuf à la surface du plafond sans préchauffage. Une autre solution réside dans la centralisation et la combinaison du chauffage par air chaud et la ventilation par soufflage et extraction. Dans le domaine des constructions scolaires, l'auteur souligne les avantages du chauffage par panneaux d'allège et planchers chauffants dans les couloirs. Compte tenu des conditions climatiques sur la majeure partie du territoire de l'U. R. S. S. et des vacances scolaires en été, les questions du rafraîchissement de l'air

ne se posent d'une façon impérative que dans les régions du sud du pays. Dans ces régions il est indispensable d'employer les conditionneurs. Parmi ceux qui sont actuellement à l'étude il faut citer un conditionneur d'un type nouveau très intéressant, fonctionnant sur le principe des pompes à chaleur et utilisant les semi-conducteurs.

67<sup>b</sup> Considérations sur le chauffage des établissements scolaires en Hongrie. — MACSKASY (A.); p. 1012-1021, 22 fig. — Le conférencier donne un aperçu de ses études qui ont pour but de réaliser des installations de chauffage central et de ventilation de bonne conception et de moindre prix avec des économies très importantes de métaux ferreux. Dans cette étude particulière aux établissements scolaires M. A. Macskasy a envisagé la question de la classe comme le problème fondamental de la conférence. Le texte principal ne comporte pas les justifications des thèses qu'il expose. Ces justifications sont données dans les différents compléments annexés à la conférence.

67<sup>c</sup> Chauffage et ventilation des établissements scolaires en Italie. — SQUASSI (F.); p. 1025-1031, 8 fig. — Après avoir rappelé succinctement les règles auxquelles doit satisfaire un système de chauffage d'établissements scolaires le conférencier rappelle que dans les premières installations réalisées en Italie il a été fait emploi de vapeur basse pression. Les caractéristiques de ce fluide furent rapidement améliorées avec le Système Kœrting; malgré ces améliorations la majorité des installations de chauffage est actuellement assurée par l'eau chaude. Dans certains cas particuliers, comme celui de la ville de Turin, l'utilisation du courant de nuit permet un emploi rationnel de l'énergie électrique produite par les centrales des Alpes. L'énergie est accumulée dans de grands réservoirs d'eau chaude ou dans des masses de matières inertes enfermées dans les corps de chauffe des locaux. Passant aux grands établis-

sements situés dans des centres urbains, le conférencier mentionne l'utilisation des vapeurs de décharge ou de soutirage de turbo-alternateurs. La ventilation est le plus souvent réduite à la ventilation naturelle avec prises d'air à l'extérieur disposées soit à la partie basse de l'édifice, soit au niveau du radiateur avec ouverture coulissante. Pour le conditionnement, un exemple intéressant utilise le mélange d'air provenant de deux collecteurs, l'un d'air chaud de 30° à 45°, le second d'air froid à 15° avec servo-commandes et diffuseurs étudiés spécialement. Un système de filtrage de l'air peut éventuellement le compléter.

67<sup>k</sup> Chauffage dans les locaux scolaires en France. — CHARGRASSE (C.); p. 1032-1035. — En premier lieu l'auteur rappelle les dispositions réglementaires que doivent réaliser les chaufferies et les soutes à combustibles, les normes auxquelles doivent répondre les installations et les appareils, et les prescriptions concernant les corps de chauffe, les générateurs, les circuits, ainsi que le chauffage à air chaud et le contrôle des dispositifs de sécurité. Ces dispositions prises pour assurer au maximum la sécurité des personnes en cas d'incendie, n'interviennent pas sur la conception même du chauffage, mais augmentent les difficultés d'installation. Les bâtiments abritant les classes, les laboratoires et les salles d'étude doivent répondre à certaines conditions que l'auteur énumère ensuite. Puis un paragraphe est consacré aux bases de calcul servant à l'étude thermique du bâtiment envisagé. En dernier lieu l'auteur traite des installations proprement dites : la plus grande initiative étant laissée aux entreprises, toute solution permettant l'obtention des résultats demandés est généralement acceptée. D'où examen critique des différentes solutions possibles : le chauffage à air chaud, le chauffage par rayonnement par le sol et le chauffage par radiateurs et surfaces de chauffe. — E. 59925.

CDU 697.3/9 : 727 (061.3) (100).

## D — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

### Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION (en général)

#### Dab j Matériaux métalliques.

68-146. Aciers résistant à l'eau de mer. THIVIN (M.); *Corros.-Anticorros.*, Fr. (mai 1959), vol. 7, n° 5, p. 195-202, 10 fig. — Compte rendu d'essais entrepris en vue de l'aménagement de l'estuaire de la Rance pour l'installation d'une usine marémotrice. — E. 58385.

CDU 691.714 : 627.26.

69-146. Le tube d'acier en construction métallique et serrurerie. — Vallourec, Fr. (juin 1959), 2<sup>ème</sup> édit., Notice n° 1101, 1 vol., 92 p., nombr. fig. — Voir analyse B. 2788 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 59556.

CDU 621.643.2 : 624.014.27.

70-146. Guide pratique pour l'utilisation du tube d'acier — 1959. — *Editin Chambre syndic. Fabr. Tubes Fer Acier* Fr. (1959), 1 vol., 218 p., 120 fig. — Voir analyse détaillée B. 2786 au chapitre III « Bibliographie ». — 0.230-59.

CDU 621.643.2 : 691.714 (03).

#### Dab mo Matières plastiques.

71-146. Etat actuel de l'emploi des matières plastiques dans la technique de la construction (Stand der Kunststoffanwendung in der Bau-

technik). PILNY (F.); *Bauingenieur*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 117-127, 21 fig., 33 réf. bibl. — Étude d'ensemble examinant les propriétés des matières plastiques et leurs domaines d'emploi : colles; enduits; produits d'addition du béton; mousses isolantes; feuilles très minces; panneaux et revêtements de sol; canalisation. — E. 57722.

CDU 691.175.

#### Dab p Extraction. Fabrication. Récupération.

72-146. Expériences routières en Moselle. Chantiers exceptionnels de préparation d'agréats. I. II. III. NAU (A.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (mai 1959), n° 328, p. 37-44, 47-48, 16 fig.; (août 1959), n° 331, p. 49-56, 59-63, 21 fig.; (oct. 1959), n° 333, p. 79-82, 85-91, nombr. fig. — Étude de la préparation et de l'emploi, pour les enrobés, de grès vosgien et d'alluvions de la Sarre, pour remplacer le laitier, dont la production est devenue insuffisante. — E. 57989, 58940, 59857.

CDU 625.8.07.

#### Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

##### Daf m Stabilité des constructions

73-146. Sur le problème de la stabilité d'ensemble des poutres métalliques en I à un seul

plan de symétrie. I — Etablissement des équations générales. II — (fin). *Calcul numérique* (Zum Problem der Gesamtstabilität von einfach-symmetrischen I-Trägern. I — Allgemeine Herleitungen. II — Zahlenrechnungen). SCHER (J.); *Stahlbau*, All. (mai 1959), n° 5, p. 113-126, 14 fig., 24 réf. bibl.; (juin 1959), n° 6, p. 165-171, 12 fig. — Extrait d'une thèse de l'auteur. — Hypothèses du mode de détermination au moyen de matrices des conditions de sécurité pour l'ensemble des différents cas d'instabilité possibles. — E. 57911, 58458.

CDU 624.075 : 624.072.2 : 6 24.014.2.

#### Deb INFRASTRUCTURE. MAÇONNERIE. BÉTONS

##### Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage. Travaux hydrologiques.

74-146. Les polders. — WAGRET (P.); *Edit. : Dunod*, Fr. (1959), 1 vol., xv + 316 p., 94 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2777 au chapitre III « Bibliographie ». — 0.209-59.

CDU 627.5 (492) (03).

75-146. Le drainage du sol des routes et des aéroports (Subsurface drainage of highways and airports). *Nation. Acad. Sci. — Nation. Res. Council* (publ. n° 662), U.S.A. (1959), *Highw. Res. Board Bull.* n° 209, 21 p., 20 fig., 12 réf.



bibl. — Influence du climat; étude du sol et des eaux souterraines; capillarité et perméabilité; tracé de la route; réalisation des différents types de drains superficiels et profonds. — E. 58468. CDU 625.78.

76-146. Étude et construction de drains verticaux pour accélérer la consolidation des sols. I. II. III. (fin) (Design and construction of vertical drains to accelerate the consolidation of soils). CHRISTIE (I. F.); *Civ. Engng. publ. Works Rev.*, G.-B. (fév. 1959), vol. 54, n° 632, p. 197-200, 4 fig., 35 réf. bibl.; (mars 1959), n° 633, p. 339-342, 7 fig.; (avr. 1959), n° 634, p. 473-476, 6 fig., 9 réf. bibl. — Méthode d'étude des drains de sable utilisés pour accélérer la consolidation des sols argileux sous les remblais routiers. — Discussion de l'influence des différentes variables. — Études à exécuter sur le terrain. — E. 56776, 57215, 57609.

CDU 624.138 : 626.86.

## Deb ji Fondations.

77-146. Expériences faites pour la réalisation de stations de pompage d'eaux usées avec application du procédé à l'air comprimé (Erfahrungen beim Bau von Abwasserpumpwerken unter Anwendung des Druckluftverfahrens). CARP (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (mai 1959), n° 5, p. 103-108, 18 fig., 9 réf. bibl. — Fonçage à l'air comprimé, sous le niveau de la nappe phréatique, d'ouvrages réalisés au préalable à sec. — Conditions d'application du procédé pour 9 stations de pompage construites en Allemagne depuis 1950. — Résultats obtenus. — E. 57913. CDU 624.157.3 : 628.12.

78-146. Piles sécantes par la machine E. D. F.-55 — *Equipem. mécan.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 7, p. 29-33, 11 fig. — Caractéristiques de cette machine constituée d'un tube de coffrage animé d'un mouvement louvoyant et servant de guide à un grappin « Hammer Grab » pour la réalisation de pieux « Benoto ». — Exécution d'un rideau étanche en piles sécantes pour la protection contre l'eau des fondations et des caves du nouveau bâtiment de la Radio-diffusion bavaroise à Munich. — E. 58241. CDU 624.154 : 621.8 : 699.82.

79-146. Fondations superficielles et tassements des fondations. — (Flächengründungen und Fundamentsetzungen). — Edit. : Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1959), 1 vol., 80 p., 154 fig., 10 réf. bibl. — Voir analyse B. 2791 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 193-59. CDU 624.15 : 624.131.542.389.6 (43).

80-146. Évolution récente de l'étude et du calcul des fondations sur semelles. I. II. (fin) (Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundamenten). MUHS (H.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (30 avr. 1959), n° 18, p. 265-272, 19 fig., 9 réf. bibl.; (7 mai 1959), n° 19, p. 293-300, 19 fig., 8 réf. bibl. — Texte de l'exposé présenté au Congrès de la Société suisse de Mécanique des Sols et de Technique des Fondations tenu à Lausanne le 14 novembre 1958. — Étude des tassements et déformations probables du sol de fondation; conditions de rupture de la couche de fondation; dimensions des fondations. — E. 57766, 57873. CDU 624.04 : 624.153 : 624.131.5.

81-146. Le pont de Mauthbrücken sur la Drave (Autriche). Un nouveau procédé de fondation de piles en rivières dans un sol difficile (Draubricke Mauthbrücken. Ein neuer Weg, Brückenpfeiler in grundbruchgefährdetem Boden sicher zu gründen). KATHOLNIG (H.); *Oesterr. Bauztg.*, Autr. (2 mai 1959), n° 18, p. 12-14, 6 fig. — Problèmes de fondation posés par ce pont-route de 164,5 m de longueur sur trois travées, de type mixte à poutres métalliques continues et dalle de tablier en béton armé. Les piles sont

fondées sur des radiers en béton armé entourés de palplanches. Exécution des piles à l'abri de rideaux de palplanches qui sont ensuite coupés au niveau du radier. — E. 57867. CDU 624.157 : 624.152.634 : 624.27.

82-146. Étude du sol et constatations faites lors des travaux de fondation de l'immeuble-tour Hirzenbach à Zürich II (Baugrund und Fundations-Erfahrungen beim Wohnturm Hirzenbach in Zürich II). SCHAAD (W.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (21 mai 1959), n° 21, p. 331-336, 12 fig., 3 réf. bibl. — Immeuble de dix-huit étages d'une hauteur de 50 m, fondé sur un radier en béton armé de 19,6 × 21 m et de 1 m d'épaisseur. Reconnaissance du sol de fondation; essais de charge; exécution de la fouille; estimation des tassements probables; résultats des observations faites jusqu'à présent au sujet du tassement de l'ouvrage. — E. 58012. CDU 624.153 : 721.011.27 : 624.131.4/5.

## Deb li Bétons.

83-146. Principes pour la composition des bétons. VOELLMY (A.); *Route Béton*, Suisse (oct. 1958, jan.-avr. 1959), nos 38, 39, 40, 12 p., 14 fig., 8 réf. bibl. — Propriétés à exiger des bétons pour revêtements routiers. Choix des matières premières. Calcul des mélanges. Diagrammes. — E. 58086. CDU 693.542 : 625.84.

84-146. Déformations non-élastiques dans les ouvrages continus en béton (Non elastic deformations in continuous concrete structures). WILBURN (M. O.); *Publ. Roads*, U. S. A. (juin 1959), vol. 30, n° 8, p. 191-196, 5 fig., 7 réf. bibl. — Étude des dispositions permettant de compenser les effets du retrait et du fluage du béton dans les poutres continues de ponts en béton armé. — E. 58259. CDU 624.04 : 666.972.015.46 : 27.012.45.

85-146. Recherches sur les propriétés du béton et des constructions en béton armé (en russe). — *Akad. Stroitel. Arkitekt. CCP. — Nauchno Isledovatel'skii Inst. Bétona Gelezobétona (NIJBE)*, U.R.S.S. (1959), n° 4, 1 vol., 334 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2794 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 224-59. CDU 666.97 : 624.012.45 : 666.972.015.46.

86-146. Influence du type de ciment, du rapport eau-ciment, et de l'âge de l'élément au moment de l'application de la charge sur le fluage du béton (Vom Einfluss der Zementart, des Wasserzementverhältnisses und des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton). HUMMEL (A.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (mai 1959), n° 5, p. 181-187, 17 fig., 2 réf. bibl. (résumés anglais, français). — Compte rendu d'essais effectués à l'École Technique Supérieure d'Aix-la-Chapelle. — E. 58218. CDU 666.972.015.46 : 666.94 : 693.542.

87-146. Aspects du comportement et de la résistance du béton au cisaillement et à la traction (Aspecte ale comportarii si rezistentei betonului la forcare si intindere). IOSIPESCU (N.), FACAORU (I.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1959), n° 3, p. 119-128, 17 fig., 9 réf. bibl. — Comparaison entre les résultats de l'étude photoélastométrique sur modèle réduit et ceux de l'essai au cisaillement de la pièce de béton en vraie grandeur. — Distribution des efforts et des déformations dans les deux cas. — Observations spéciales relatives au comportement du béton à la traction et au cisaillement. — E. 58225. CDU 620.16/17 : 666.972.

88-146. La qualité du béton dans la pratique de la construction (Die Betongüte in der Baupraxis). SCHADEN (K.); *Bauingenieur*, All. (mai 1959), n° 5, p. 186-191, 15 fig., 8 réf. bibl. — Étude statistique des résistances réelles obtenues pour le béton dans différents ouvrages.

— Recherche des causes de la dispersion des écarts entre les résistances réelles et les résistances que l'on devrait obtenir. — E. 57910. CDU 539.4 : 666.972 : 620.1 : 519.2.

89-146. Recherches sur la relation entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression du mortier de ciment (An investigation into the relationship between the transverse strength and the compressive strength of cement mortar). KAPLAN (M.F.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. Sud (mars 1959), Bull. n° 17, p. 45-53, 8 fig., 9 réf. bibl. — Compte rendu d'essais ayant montré l'existence d'une relation bien définie entre les expressions des résistances à la flexion et à la compression. — E. 58048. CDU 539.4 : 666.971 : 620.1.

90-146. La résistance à la flexion et la résistance à la compression du béton et l'influence des propriétés des gros aggrégats sur ces résistances (Flexural and compressive strength of concrete as affected by the properties of coarse aggregates). KAPLAN (M. F.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mai 1959), vol. 30, n° 11, p. 1193-1208, 16 fig., 23 réf. bibl. — Expériences faites pour déterminer les effets des propriétés de treize gros aggrégats différents sur la résistance à la flexion et à la compression du béton. — Pour un même dosage on a obtenu des différences de 40 % en flexion et de 29 % en compression. — Discussion des facteurs influant sur cette variation. — E. 58357. CDU 539.4 : 666.972 : 691.322 : 620.1.

91-146. Comparaison du comportement des poutres en béton sous des charges statiques et dynamiques (Comparison of the behaviour of concrete beams under static and dynamic loading). TROTT (J. J.); Fox (E. N.); *Magaz. Concr. Res.*, G.-B. (mars 1959), vol. 11, n° 31, p. 15-24, 17 fig. — Essais préliminaires destinés à déterminer dans quelles conditions la vitesse d'application de la charge influe sur le comportement du béton essayé à la flexion. — Mode opératoire. Résultats. — E. 57843. CDU 620.16 : 624.072.2 : 624.012.45 : 624.042.

92-146. Eléments de coffrages mobiles (Flyt-telige forskallings-elementer) EFSSEN (A.); *Nord. Betong*, Suède (1959), n° 2, p. 105-117, 6 fig. (résumé anglais). — Étude de l'emploi de coffrages mobiles en bois pour la construction d'un hangar en béton armé de 37 × 30 m à quatre travées de 37 × 7,5 m recouvert d'une voile mince de béton. — Description des divers éléments de ce type de coffrage. — E. 58292. CDU 69.057.528 : 725.3.

93-146. Détails de construction et techniques d'emploi des coffrages glissants (Slip-form details and techniques). CAMELLERIE (J. F.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (avr. 1959), vol. 30, n° 10, p. 1131-1140, 4 fig., 9 réf. bibl. — Exposé d'ensemble sur les caractéristiques des coffrages glissants, leurs possibilités et leurs limites, les techniques de leur emploi sur les chantiers. — E. 57794. CDU 69.057.528.

93-146. Enquête sur la fabrication du béton à haute résistance sous un climat tropical (An investigation into the manufacture of high-strength concrete in a tropical climate). RIDLEY (T.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (mai 1959), vol. 13, p. 23-34, 10 fig., 7 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées à Laos (Nigeria) sur les caractéristiques du dosage adopté pour le béton d'un pont-route à trois travées biaisées d'environ 24,7 m de portée. La mise en œuvre sous température élevée semble diminuer la résistance du béton. L'emploi de chlorure de calcium a un résultat favorable et permet la production d'un béton de résistance élevée, notamment pour les constructions en béton précontraint. — E. 57907. CDU 693.54 (213) : 624.27.

95-146. Essais de fatigue du béton à air entraîné (Fatigue study of air-entrained concrete). ANTRIM (J. de C.), McLAUGHLIN



(J. F.); J. A. C. I., U. S. A. (mai 1959), vol. 30, n° 11, p. 1173-1182, 8 fig., 7 réf. bibl. — Essais effectués sur deux types de béton dosés de manière à obtenir la même résistance à la compression à 28 jours, l'un contenant seulement de l'air « accidentel », l'autre de l'air intentionnellement entraîné. — Les résultats obtenus sont du même ordre de grandeur, mais sont plus réguliers pour le béton à air entraîné. — E. 58357. CDU 666.973.6 : 539.4 : 620.1.

96-146. Béton de densité élevée fabriqué avec des agrégats de minerai de fer hydraté (High-density concrete made with hydrous-iron aggregates). DAVIS (H. S.), BORGE (O. E.); J. A. C. I., U. S. A. (avr. 1959), vol. 30, n° 10, p. 1141-1147, 8 fig., 6 réf. bibl. — Étude des propriétés physiques d'un béton d'une densité de 3491 kg/m<sup>3</sup> et d'une teneur en eau d'environ 4,3 % à 85° C, convenant à la réalisation d'écrans de protection pour réacteurs nucléaires. Résultats d'essais de spécimens de ce béton à 85° C, 200° C et 385° C. — E. 57794.

CDU 666.972.5 : 699.88 : 539.1.

## Deb lu Bétons bitumineux, enrobés.

97-146. Caractéristiques des revêtements routiers à base de produits bitumineux pulvérulents (Pulverbelaegningers egenskaber). SKJOLDBY (A.); Dansk Veitidsskrift, Danm. (mars 1959), n° 3, p. 45-76, 30 fig. — Conditions d'écrasement des mélanges. Comportement à la compression. Importance de la nature du trafic. Étude du durcissement du liant. Caractéristiques de frottement superficiel. Influence de la granulométrie et de la nature du liant. — E. 57031. CDU 625.85 : 691.16 : 691.322.

## Deb mo Enduits. Revêtements. Petits ouvrages.

98-146. Murs et vitrages, planchers et revêtements constituent des éléments indissociables du confort. LÉVY (J.-P.), Bâtiment, Fr. (28 mai 1959), numéro spécial, p. 9, 11, 13, 15, 17, 19, 21, 23, 25, 15 fig. — Importance des revêtements intérieurs : aspects thermique, hygrométrie, acoustique. — Qualités hygrothermiques des murs de maçonnerie légère. — Protection contre les bruits aériens ou d'impact. — Rôle des matériaux et procédés nouveaux en matière d'isolation. — E. 58192.

CDU 69.022/028 : 699.8.

99-146. Enduit et fond d'enduit. Propriétés des supports de mortier et des mortiers (Putz und Putzgrund. Eigenschaften von Mörtelträgern und Mörteln). KRUTZ (M.); Bauwirtschaft, All. (26 mai 1959), n° 20, p. 443-447, 13 fig., 3 réf. bibl. — Description des méthodes d'essai utilisées pour l'étude de l'adhérence des mortiers d'enduits à la maçonnerie. — E. 57953. CDV 693.625 : 69.001.5.

## Deb ne Béton armé.

100-146. Murs armés et murs non armés en béton. Compte rendu préliminaire d'essais comparatifs (Armerade och oarmerade betongvägar. En preliminär redörelse för resultatet av en jämförande provning). LARSSON (L. E.); Cement-Betong, Suède (juin 1958), n° 2, p. 59-68, 8 fig. — Compte rendu de recherches effectuées pour déterminer l'influence d'une faible armature sur la force portante des murs en béton. Description des essais de murs. Ces essais ont montré que l'armature diminue la capacité de charge des murs. — E. 53913 : docum. origin.; E. 59385, Trad. I. T. n° 524, 10 p.

CDU 539.4 : 69.022 : 624.012.4/45 : 620.1.

101-146. Résistance au cisaillement de poutres en béton armé continues sur deux travées (Shear strength of two-span continuous rein-

forced concrete beams). RODRIGUEZ (J. J.), BIANCHINI (A. C.), VIEST (I. M.), KESLER (C. E.); J. A. C. I., U. S. A. (avr. 1959), vol. 30, n° 10, p. 1089-1130, 29 fig., 15 réf. bibl. — Compte rendu d'essais de cinquante-deux poutres soumises à des charges concentrées, pour étudier l'influence de la continuité sur la résistance au cisaillement d'éléments hyperstatiques; la contribution de l'armature de cisaillement à l'accroissement de la résistance; le pourcentage minimum d'armature de cisaillement exigé pour prévenir les ruptures par cisaillement. Bonne concordance générale des résultats d'essais avec les valeurs calculées. — E. 57794.

CDU 620.17 : 624.072.2 : 624.075 : 624.012.45.

102-146. Sécurité contre la rupture des ancrages dans les éléments dépourvus d'armatures de cisaillement (Förankringssäkerhet hos konstruktioner utan skjuvarmering) HILLERBORG (A.); Nord. Betong, Suède (1959), n° 2, p. 119-138, 20 fig., 1 réf. bibl. (résumé anglais). — Compte rendu de recherches effectuées par la Commission suédoise du Béton. — Examen critique des hypothèses servant actuellement de base pour le calcul de l'adhérence. — Présentation d'une nouvelle méthode de calcul. — Exposé des essais de poutres simplement appuyées soumises à des charges concentrées et de poutres cantilever soumises à des charges uniformément réparties. — E. 58292.

CDU 539.61 : 693.554 : 69.001.5.

## Deb ni Béton précontraint.

103-146. Statique et résistance du béton précontraint. PANCHAUD (F.); Bull. tech. Suisse romande, Suisse (6 juin 1959), n° 12, p. 169-178, 17 fig. — Texte d'une conférence présentée aux Journées d'études sur les problèmes actuels du béton précontraint (Neuchâtel, 23-25 avr. 1959). — Rappel des notions fondamentales; études des phases de résistance d'une poutre en béton précontraint; déformation par fluage et retrait d'un profil composé; forme des profils; pertes de tension par frottement des câbles; contraintes admissibles. — E. 58239. CDU 624.012.46 : 539.3/5.

104-146. Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral. LEBELLE (P.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (sep. 1959), n° 141, (Béton précontr. : 32), p. 779-832, 45 fig. — Le mémoire étudie, pour les poutres en béton précontraint : la stabilité élastique de la poutre à section constante en double T dissymétrique, encastree plus ou moins complètement, à l'égard de la torsion; la flexion latérale des poutres; la stabilité des poutres suspendues; le renforcement des poutres par haubannages horizontaux; les effets des encastresments à l'égard de la flexion latérale, et la stabilité des poutres continues. — La comparaison du poids de la poutre à sa charge critique de déversement ne donne pas une idée claire de la sécurité d'une manœuvre. En effet, si le déversement risque de se produire au cours de celle-ci, ce ne sera pas par suite d'une augmentation de la charge appliquée mais parce que les conditions supposées pour l'évaluation de la charge critique ne sont pas exactement satisfaites. — Ainsi, les encastresments en torsion aux extrémités ne sont pas parfaits, la projection horizontale de l'axe longitudinal de la poutre n'est pas rigoureusement rectiligne, le plan moyen n'est pas exactement vertical. Les résultats obtenus permettent de déterminer les flexions latérales résultant des différentes imperfections possibles et, en faisant des hypothèses plausibles quant aux degrés de celles-ci, de déterminer les contraintes susceptibles d'être atteintes pendant la manœuvre, ce qui permet d'apprécier convenablement les risques que cette dernière peut comporter. — E. 59673.

CDU 624.075.3 : 624.072.2 : 624.012.46.

105-146. La résistance et la sécurité du béton précontraint. DUMAS (F.); Ann. Trav. publ. Belg., Belg. (oct. 1958/59), n° 5, p. 5-49, 33 fig., 2 fig. h.-t., 5 réf. bibl. — Principes fondamentaux dans le choix des matériaux et dans leur mise en œuvre; étude des prescriptions réglementaires françaises concernant le calcul des ouvrages en béton précontraint. Protection des aciers; mise en tension; pertes dues aux vérins et aux cônes; tension effective au point neutre des câbles; pertes au blocage des ancrages; variations de tension dues au changement de longueur des poutres; relaxation des aciers; tension limite différée des aciers après mise en œuvre. — E. 58698.

CDU 624.012.46 : 624.04.

106-146. Étude des erreurs affectant le calcul de l'effort de précontrainte des éléments armés de câbles droits (Anfaliza bledow w ocenie sily spreżajacej w procesie spreżania kablami prostymi). ZIELINSKI (J.); Archiw. Inzyn. Ladowej, Pol. (1959), t. 5, n° 1, p. 15-61, 20 fig., 7 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Étude des facteurs qui réduisent la force de précontrainte au cours de la mise en tension. — E. 58022.

CDU 693.564 : 624.043.

## Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE. TYPES DE STRUCTURES

### Dec l Travail des métaux.

Charpente. Soudure. Menuiserie.  
Construction mixte acier-béton.

107-146. Étude sur modèle de systèmes triangulés boulonnés (Model investigations on bolted angle structures). GREGORY (M.); Water Power, G.-B. (mai 1959), vol. 11, n° 5, p. 178-182, 15 fig., 5 réf. bibl. — Compte rendu d'essais effectués à l'Université de Tasmanie sur un modèle de poutre en treillis pour un pylône de ligne haute tension. — Ces essais ont montré l'influence des assemblages boulonnés sur la force portante des éléments. — E. 57734.

CDU 69.001.5 : 624.074.5 : 624.078.2.

108-146. La construction métallique — Guide pour l'étude et les réalisations pratiques. II. (Der Stahlhochbau. — Ein Leitfaden für Studium und Praxis). — KERSTEN (C.), TRAMITZ (W.); Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, All. (1959), 6<sup>ème</sup> éditn, 1 vol., x + 278 p., 607 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2790 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 207-59. CDU 624.014.2 : 69 (03).

### Def Préfabrication.

109-146. Premier Congrès des Procédés Baretz — Compte rendu des débats des 22-23-24 janvier 1959. — Entreprise Baretz, 4, rue de la Paix, Paris, Fr., 6 fasc. : 95 p. — Description de huit chantiers de construction de logements; étude des meilleures conditions de préfabrication et de montage; temps unitaires; temps obtenus sur chantier. Améliorations à apporter au procédé. — O. 121-59.

CDU 69.002.2 : 624.012.4 : 728.2 (061.3).

### Dic Climatisation. Phénomènes et paramètres.

110-146. Radiateurs-convecteurs, plinthes, corniches. II. Convecteurs, plinthes et corniches. — Complément à la partie I — Radiateurs. BURNAY (G.), CADIRGUES (R.), TIREL (J.); Industr. therm., Fr. (mai 1959), n° 5, p. 233-290, nombr. fig., 5 réf. bibl. — (I. analysée dans notre DT. 121 de jan. 1958, art. 165). — Second fascicule de valeurs standard des émissions calorifiques et de leur variation



pour une centaine de convecteurs, de corniches et de plinthes chauffantes, enfin de radiateurs nouvellement apparus sur le marché. — E. 58230. — CDU 697.35 : 536.2/6.

111-146. Guide de thermométrie. — Méthodes. Réalisations des mesures. — GOUX (CL.), Edit. : Eyrolles, Fr. — Gauthier-Villars Fr. (1959), 1 vol., 232 p., 28 fig., 13 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2785 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 215-59.

CDU 536.5 (03).

112-146. Vérification, mètre et pratique des travaux du bâtiment. V — Fumisterie. — ROBINOT (E.); AUREAU (L.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1959), 5<sup>ème</sup> édit., 1 vol., 95 p., 83 fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2784 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 196-59.

CDU 697.81 : 79.003.12 (03).

113-146. Vérification expérimentale des calculs théoriques des aérothermes à tubes à ailettes (Toetsing van de berekening op theoretische grondslag van lamellen-luchtverwarmers aan experimenteel onderzoek). BUNGE (A. F.); Ingenieur, Pays-Bas (26 juin 1959), n° 26, p. W. 123-W. 140, 26 fig. (résumé anglais). — E. 58504.

CDU 697.38 : 697.13/14 : 536.6.

114-146. Éléments de calcul d'une installation de chauffage. — WEIGEL (D.); Edit. : Eyrolles, Fr. (1959), 2<sup>ème</sup> édit., 1 vol., 192 p., 84 fig. — Voir analyse détaillée B. 2783 au chapitre III « Bibliographie ». — O. 235-59.

CDU 697.13/14 : 697.3 (03).

115-146. Bases du calcul de l'épaisseur des revêtements d'isolation thermique (Eisen voor het berekenen van de dikte van warmte-isolatie). LEY (P. M. de); Polytech. T., Pays-Bas (23 avr. 1959), n° 17-18, p. 314b-321b, 10 fig. — Considérations sur les paramètres à déterminer pour le calcul de l'épaisseur des revêtements d'isolation thermique : pertes de chaleur par m<sup>2</sup>; température à la surface de l'isolant; rendement de l'isolation; température des fluides; épaisseur économique de l'isolation. — Formules utilisées. — E. 57721.

CDU 699.86 : 697.13/14.

## Die I Chauffage.

116-146. Chauffage à eau chaude à un tuyau (S. P. 5.). — CADIERQUES (R.), THIN (D.); Industr. therm., Fr. (mars 1959), n° 3, p. 97-149, 81 fig. — Texte de la conférence de stage. Équipements spéciaux des systèmes à un tuyau; calcul des systèmes continus; pertes de charge dans les systèmes à une colonne dérivée; influence du refroidissement; calcul des colonnes descendantes dérivées; systèmes à une colonne dérivée excentrée; systèmes à une ligne dédoublée, systèmes utilisant l'eau surchauffée, systèmes à circulation naturelle. Calcul précis des systèmes continus et semi-continus, des systèmes à une colonne dérivée et des systèmes à une ligne dérivée. — E. 57716.

CDU 697.43 : 697.33 : 697.13/14.

117-146. Disposition et montage des vases d'expansion (Anordnung und Schaltung von Ausdehnungsgefäßen). BÜTTNER (W.); Wärme Tech., All. (avr. 1959), n° 4, p. 67-72, 77-79, 21 fig. — Exposé récapitulatif des règlements; essais et constatations faites en Allemagne et à l'étranger, et conclusions tirées en vue d'une refonte des normes allemandes sur la disposition et le montage des vases d'expansion. — E. 58123.

CDU 697.8 : 697.43/44.

118-146. Calcul d'une installation de chauffage électrique par rayons infra-rouges (Zur Berechnung einer elektrischen Infrarot-Raumheizung). DOLEGA (U.); Gesundheitsingenieur, All. (10 mai 1959), n° 5, p. 129-135, 11 fig., 6 réf. bibl. — E. 57924.

CDU 697.13/14 : 697.353 : 697.71.

119-146. Caractéristiques économiques, construction des réseaux et branchement aux immeubles des installations de chauffage urbain (Wirtschaftlichkeit, Netzbau und Hausanschlüsse von Fernheizanlagen). KAMMERER (H.); Verlag Haenchen u. Jäh, Berlin-Charlottenburg 9, All. (1959), 1 broch., 25 p., 4 fig. — Tiré de : « Haus-technische Rundschau ». — Bases fondamentales de l'étude économique d'une installation de chauffage urbain. La construction du réseau (les canalisations, leur protection mécanique, leur isolement thermique). — Les branchements d'immeubles (échangeurs thermiques, branchements directs). — E. 59743.

CDU 697.34 : 697. 003.

120-146. Étude des conditions d'utilisation des chauffe-eau (dans une pièce de volume minimal). MARÉCHAL (J.-C.), BRIGNOL (R.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1959), n° 142 (Essais-mesures : 44), p. 1061-1074, 18 fig. — Avant d'aborder le problème des conditions d'utilisation des chauffe-eau, les auteurs rappellent quelques notions de toxicologie des gaz et étudient en particulier l'action de l'oxyde de carbone sur l'être humain. — Puis ils exposent le principe expérimental des essais qui sont effectués dans une pièce parfaitement étanche où l'air introduit peut être dosé. Un dispositif permet de prélever l'air dans la pièce à différentes hauteurs et à la sortie du chauffe-eau; cet air est analysé par absorption dans l'infra-rouge. — Une première tranche d'essais consiste à essayer des chauffe-eau instantanés : deux appareils neufs de marques différentes et un usagé. Pour ce dernier, remis progressivement en état, plusieurs séries de mesures sont faites. Dans tous les cas la teneur en oxyde de carbone puis en gaz carbonique sont mesurées. Puis le rôle de la ventilation est examiné, et celui de l'augmentation de la température ambiante. — En dernier lieu une série d'essais concerne les chauffe-bains. — Après l'examen de ces essais, les auteurs concluent sur la nécessité d'utiliser ces appareils de façon intermittente, sur l'importance de la ventilation et sur l'obligation d'entretenir en bon état les appareils à gaz. — E. 59925.

CDU 696.4 : 697.245 : 697.9.

## Die n Ventilation. Conditionnement. Traitement de la matière.

121-146. Passage de l'air à travers les fenêtres des divers types existant en Espagne. Résultats d'essais effectués à l'Institut national espagnol du Logement (Infiltración de aire en ventanas españolas. Concurso del Instituto nacional de la Vivienda). LAORDEN (J.), ALBINANA (S.), PUENTE (J.); Inst. tech. Constr. Cemento (Cons. sup. Investig. ci.), Esp. (1958), n° 196, 58 p., nombr. fig., 12 réf. bibl. (résumés anglais, français, allemand). — Essais sur la pénétration de l'air et de l'eau de pluie. — Conclusions tirées de ces essais pour la fabrication des châssis. — E. 58080.

CDU 674.21 : 697.92 : 69.001.5.

122-146. L'installation de conditionnement d'air de la Maison des Arts à Zurich (Die Klimatisierung des Zürcher Kunsthauses). HÄUSLER (W.); Schweiz. Bauztg., Suisse (7 mai 1959), n° 19, p. 286-293, 19 fig., 14 fig. h.-t. — E. 57873.

CDU 697.97 : 725.9.

## Did ÉCLAIRAGE

123-146. La lumière électrique dans les salles de classe. — Etude de la visibilité. Éclairage. — Installations (Elektrisk lys i klasserum. — Synsfunktion, belysning, anlæg). Undervisningsministerets Byggeforskningsudvalg og Stat. Byggeforskningsinst., Danm. (déc. 1958), Nyt Skolebyggeri n° 7, 53 p., nombr.

fig., (résumés allemand, anglais). — Étude des divers problèmes de l'éclairage artificiel des salles de classe. — Principes qui conditionnent le rendement et la qualité des sources lumineuses — Notions de brillance, contraste, luminance, éblouissement. — Caractéristiques des divers types d'éclairage, disposition des lampes. — E. 58092.

CDU 628.93 : 727.

## Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

### Dif j Acoustique. Vibrations. Protection contre les bruits et les vibrations.

124-146. La mesure in situ des isolements acoustiques. RAES (A.); Tech. Trav., Fr. (mars-avr. 1959), n° 3-4, p. 119-125, 10 fig. — Description d'une méthode permettant le contrôle et la mesure de l'isolement pendant la construction de l'immeuble. — E. 57632.

CDU 534.6 : 721.

### Dif l Protection contre l'incendie.

125-146. Le comportement au feu des revêtements combustibles non traités de murs et de plafonds. II. (Das Verhalten brennbarer, unbehandelte Wand- und Deckenbekleidungen im Feuer). SEEKAMP (H.); Bauwelt, All. (8 juin 1959), n° 23, p. 696-699, 15 fig. — (I. analysée dans notre DT. 107 de sep. 1957, art. 121.). — E. 58242.

CDU 699.81 : 69.022.324 : 69.025.4 : 620.1.

126-146. Sécurité au feu des ouvrages métalliques. III — Essais d'incendie sur des portiques métalliques chargés (Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. III — Teil — Feuerversuche mit belasteten Stahlrahmen). KOLLBRUNNER (C. F.); Schweizer Stahlbauverband (Chambre Suisse de la Constr. métall.), Suisse (fév. 1959), Mitteil. techn. Komm., n° 48, 57 p., 32 fig. — Compte rendu d'essais effectués en 1958 à Döttingen (Suisse) sur une construction expérimentale constituée de quatre murs sans enduit réalisés en briques de grandes dimensions, de deux portiques intérieurs soudés en profilés normalisés, l'un non revêtu, l'autre enrobé de béton, à l'exclusion des faces extérieures des ailes, et d'une dalle de couverture de 20 cm d'épaisseur en béton armé, qui portait une charge de 5,5 t. — Étude du comportement au feu des portiques. Influence des charges et de l'enrobage de béton. — E. 58008.

CDU 699.81 : 624.014.2 : 69.001.5.

127-146. Le comportement des planchers en cas d'incendie se propageant du haut vers le bas (Das Verhalten von Deckenkonstruktionen im Feuer bei Brandausbreitung von oben nach unten). KRISTEN (H. Th.), WIERIG (H. J.); Betonst. Ztg. All. (mai 1959), n° 5, p. 205-210, 13 fig. (résumés anglais, français). — Compte rendu de recherches effectuées au Laboratoire d'Essais des Matériaux de l'École technique supérieure de Brunswick. — E. 57958.

CDU 699.81 : 69.025.22 : 69.001.5.

128-146. Sécurité donnée par les issues de secours dans les immeubles de grande hauteur. Étude basée sur des exemples de l'Exposition Interbau à Berlin en 1957. I. II. (fin). (Die Sicherung der Fluchtwege bei Hochhäusern. Eine Studie an Beispielen der Interbau 1957 Berlin). HALPAAP (W.); V. F. D. B., All. (fév. 1959), n° 1, p. 14-18, 11 fig.; (mai 1959), n° 2, p. 45-47, 6 réf. bibl. — Le problème des issues de secours en fonction des techniques



de protection contre l'incendie et des considérations d'urbanisme. Exemple de divers bâtiments de l'Interbau dont le nombre d'étages varie de neuf à dix-sept étages. — E. 57056, 57890. CDU 699.815 : 721.011.27.

## Dig STOCKAGE ET CIRCULATION DES FLUIDES

### Dig 1 CANALISATIONS

129-146. L'adduction d'eau de la rivière Tarago (Australie) (The Tarago river aqueduct). GREEN (K. D.), MAVER (J. L.); *J. Instn Engrs. Austral.* (jan.-fév. 1959), vol. 31, n° 1-2, p. 1-19, 34 fig., 5 réf. bibl. — Étude des travaux de dérivation de la rivière Tarago entrepris pour faire face aux besoins accrus en eau provoqués par l'augmentation rapide de la population dans la péninsule de Mornington. — Description du barrage de dérivation, d'une galerie de 3,2 km, d'un canal de faible section de 4,4 km et d'une conduite sous tubes préfabriqués en béton d'une longueur de 16,8 km. — E. 57732. CDU 628.1 : 627.8.

130-146. La construction des oléoducs d'évacuation du brut d'Hassi-Messaoud. — BOUVET (J.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr.* (oct. 1959), n° 142 (Travaux publ. : 59), p. 1091-1112, 56 fig. — La Société pétrolière de Gérance (S. O. P. E. G.), filiale de la Cie Française des Pétroles (Algérie) (C. F. P.-A.) et de la Société nationale de Recherche et d'Exploitation des Pétroles en Algérie (S. N. R. E. P. A. L.), a été chargée de construire un oléoduc reliant le gisement d'Hassi-Messaoud, au Sahara, à la côte méditerranéenne, à Bougie. — Cette canalisation aura 662 km de longueur et comportera 533 km de tubes de 600 mm et 127 km de 550 mm représentant 76 000 t d'acier. — Quatre stations de pompage sont prévues. Deux seront équipées de moteurs Diesel, alimentés par le brut, une sera télécommandée de l'origine et équipée d'une turbine à gaz. La

station d'origine sera équipée de pompes électriques, le courant étant fourni par une centrale électrique utilisant comme source d'énergie le gaz du gisement. Le terminal de Bougie aura une capacité de stockage de 420 000 m<sup>3</sup> répartis en douze réservoirs de 35 000 m<sup>3</sup> à toit flottant. Le terminal sera réuni au port pétrolier par un oléoduc de 800 mm. La capacité de chargement des camions-citernes sera de 2 000 à 6 000 m<sup>3</sup>/h. — Le débit annuel de l'ouvrage terminé sera, en 1961, de 14 millions de t. — E. 59925. —

CDU 621.643.2 : 662.75 : 621.651.69 (65).

### Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

131-146. Réservoir à mazout enterré à l'usine d'électricité d'Aalborg (Norvège). Problèmes de fondation (Underjordisk olietank ved Aalborg Elvaerk. Saerlige problemer vedrorende fundering m.v.). LUNDGREN (H.), SORENSSEN (T.), JONSSON (I. G.); *Ingenioren, Danm.* (15 mai 1959), n° 10, p. 341-347, 8 fig. — Réservoir circulaire de 20 000 m<sup>3</sup> en béton armé, fondé sur pieux. — E. 57972.

CDU 624.953 : 662.75 : 624.012.45 : 624.154.

132-146. Bâtiments pour le réacteur expérimental du type piscine de 3 MW de la Commission espagnole de l'énergie nucléaire. (Edificios para el reactor experimental de piscina de 3 MW de la Junta de Energia Nuclear de España). LAGUNA (J. M.), MORENA (S.); *Asinto, Esp.* (mars 1959), n° 21, p. 7-21, 20 fig. — Étude de l'installation aménagée sur les terrains de la cité Universitaire de Madrid, et plus particulièrement de l'enceinte abritant le réacteur. — L'enceinte devant être parfaitement étanche le choix s'est porté sur une réalisation en béton précontraint, jugée la plus économique. — Détail de l'armature. — Fondations sur pieux du type Rodio. — Indications sur les autres ouvrages. — E. 58154.

CDU 624.953 : 539.1 : 624.012.46.

## F — LES OUVRAGES

### Fab ÉCHAFAUDAGES. ÉTAIEMENTS. BOISAGES. CINTRES. CUVELAGES. REVÊTEMENTS DE CERTAINS OUVRAGES

135-146. Exécution d'un revêtement de puits en béton armé (De uitvoering van een schachtbekleding in gewapend beton). DALEBOUDT (C. H.); *Cement-Beton, Pays-bas* (avr. 1959), n° 2, p. 164-170, 20 fig. — Description de l'exécution à l'aide de coffrages glissants du revêtement en béton d'un puits de mine d'un diamètre intérieur de 6,7 m. — E. 57888.

CDU 624.027 : 622 : 624.012.45.

### Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

#### Fac j Massifs. Ossatures. Piliers. Colonnes.

136-146. Construction d'un écran intérieur à la centrale nucléaire de Shippingport (Pennsylvanie) (Internal shielding construction at Shippingport nuclear power plant). TABLER (L. E. jr.); *J. A. C. I., U. S. A.* (mai 1959), vol. 30, n° 11, p. 1209-1214, 5 fig. — Construction de murs-écrans en béton contre les émissions radioactives. — Problèmes posés par les accès. — E. 58357.

CDU 69.022 : 693.5 : 699.88 : 539.1.

137-146. Le « Foncolin » à Bruxelles. Nouvel immeuble du Fonds colonial des Invalidités. NOVGORODSKY (L.); *Tech. Trav., Fr.* (mars-avr. 1959), n° 3-4, p. 103-110, 16 fig. — L'ensemble comporte un bâtiment principal à six étages et un bâtiment secondaire à quatre étages. — Ossature principale constituée de béton armé classique et de cadres préfabriqués de béton armé spécial (Schokbeton) à forte résistance et à surface lisse. — Fondation sur radier général. — E. 57632.

CDU 725.23 : 693.95 : 666.972.5 : 624.153.

138-146. L'ossature du nouveau bâtiment de la Hessische Landesbank, à Darmstadt (Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt). MEHMEL (A.), KERN (E.); *Bauingenieur, All.* (mai 1959), n° 5, p. 179-185, 19 fig., 1 réf. bibl. — Étude de l'ossature en béton armé et précontraint de ce bâtiment comportant deux niveaux en sous-sol, un rez-de-chaussée et quatre étages. — La plus grande partie du rez-de-chaussée ne comporte pas de poteaux, et les poutres des planchers des étages sont supportées par des suspentes fixées à de puissantes fermes et poutres de toiture, qui reportent les charges sur les ossatures des façades et sur les murs des pignons. — Planchers, structures de toiture et suspentes sont en béton précontraint. — Étude du contreventement. — E. 57910.

CDU 693.95 : 693.56 : 624.078.5.

133-146. A Renens (Suisse), silo de 3 300 t, haut de 64 m. — *J. Constr. Suisse romande, Suisse* (30 avr. 1959), n° 8, p. 593-596, 8 fig. — Silo en béton armé de 61,8 m de hauteur du radier au sommet, comportant 42 cellules de 38 m de hauteur. Le radier, de 1,5 m de hauteur, repose sur 98 pieux Franki d'une longueur de 25 m environ. Dispositions prises pour éviter l'effondrement d'un remblai de chemin de fer par suite de la réalisation de fouilles à proximité de ce remblai. — E. 57736.

CDU 725.36 : 624.012.45 : 624.154.

### Do ENTREPRISES. ORGANISATION. INDUSTRIALISATION. ÉTUDES. DOCUMENTATION. MAIN-D'ŒUVRE

134-146. Maison individuelle de deux pièces et une cuisine pour une famille. Mise de fonds, utilisation des matériaux et comparaison avec les immeubles collectifs réalisés par l'entreprise « Zor » (Trzyizbowy dom jednorodzinny — TYP 2PK — Nakłady inwestycyjne, zużycie materialow budowlanych i porownanie z budynkami wielorodzinnymi ZOR-owskimi). ADAMSKI (F.); *Prace Inst. Budown. Mieszkanio-wego (Wydaawnictwo « Arkady »)*, Pol. (1959), vol. 9, n° 22, 64 p., 36 fig., 24 fig. h.-t. (résumé français) — Étude des procédés de construction à employer pour obtenir une réduction du prix de revient et une économie des matériaux, de façon que le coût de construction des maisons individuelles pour une famille se rapproche de celui des logements dans les immeubles collectifs. — Le calcul du prix de revient comprend non seulement les frais de construction proprement dits mais aussi ceux relatifs aux équipements, aménagements et services intérieurs. — E. 57967.

CDU 69.001/3 : 728.3.

### Fac l Barres. Poutres. Dalles. Planchers. Auvents. Portiques. Cadres.

139-146. Essais sur les conditions dans lesquelles un effort transversal est repris par les joints des poutres en béton précontraint formées d'éléments préfabriqués (Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen). FRANZ (G.); *Beton-Stahlbetonbau, All.* (juin 1959), n° 6, p. 137-140, 15 fig. — Essais exécutés à l'Institut du Béton de l'École Polytechnique de Carlsruhe sur des cubes de béton assemblés par cinq pour former une poutre et soumis à une charge transversale et à une charge longitudinale variables. — Conclusions. — E. 58399.

CDU 624.042/43 : 624.072.2 : 624.012.3/46.

140-146. Dalles de plancher composites en béton ordinaire et béton précontraint (Elemente mixte de planseu din beton si beton precomprimat). AVRAM (C. N.), PESCARU (I.); *Bul. Stiint. Teh. Inst. Politeh. Timisoara, Roum.* (juil.-déc. 1957), t. 2, n° 2, p. 193-213, 13 fig., réf. bibl. (résumés français, russe). — Étude théorique et expérimentale d'un plancher constitué d'éléments préfabriqués en béton précontraint sur lesquels on coule du béton (lourd ou léger). — E. 55088.

CDU 69.025.22 : 624.012.4/46 : 624.016.



141-146. **Planchers-dalles sans champignons.** (Plansee-dala fara capitel). LASZLO (N.); *Rev. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1959), n° 3 p. 105-114, 13 fig., 14 réf. bibl. — Description d'une réalisation roumaine. Examen de quelques problèmes posés par ces planchers, notamment des problèmes de cisaillement. — Étude comparative de résultats d'essais américains, et de ceux de la méthode russe de calcul à la rupture. — E. 58225.

CDU 624.04 : 69.025.22.

142-146. **Distribution transversale des charges dans les planchers et tabliers constitués de poutres préfabriquées** (Príne spolupusobeni prefabrikovaných tramových konstrukci). BARES (R.); *Zpravy*, Tchécosl. (1959), n° 17, p. 30-64, 29 fig., 7 réf. bibl. (résumé anglais). — Description d'essais de charge effectués sur des planchers constitués de poutres en I préfabriquées en béton armé, et d'agglomérés de béton de laitier. — Calcul des planchers constitués de poutres en I préfabriquées en béton armé et de hourdis en béton de laitier (Vypocet montovaných stropu z prefabrikovaných nosníku průřezu I s vyplněním ze skvartobetonových vložek). BARES (R.); p. 65-81, 11 fig., 5 réf. bibl. (résumé allemand). — E. 57833.

CDU 624.04/42 : 69.025.22 : 69.002.2.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes.

Coupoles. Arcs. Voiles. Escaliers.

143-146. **Dômes.** — *Acier (OTUA)*, Fr. (avr. 1959), n° 59, 27 p., 25 fig. — Étude des divers types de dômes de construction métallique. Dômes à ossature en arcs méridiens. Dômes à ossature réticulée. Dômes à parois autoportantes. Dômes « géodésiques ». Exemples de réalisations. — E. 58517.

CDU 624.074.2 : 624.014.2

144-146. **La théorie et la recherche dans l'étude des voiles en béton** (Theory and research in concrete shell design. HAAS (A. M.); *Proc. A. S. C. E.*, (J. Struct. Div.) U. S. A. (avr. 1959), vol. 85, n° ST4, Pap. 2002, p. 1-21, 14 fig., 12 réf. bibl. — Bref examen de l'étude classique des voiles en vue de la simplification des calculs. — Analogie entre une voile à simple courbure et une poutre sur fondation élastique. — Résultats de recherches. Intérêt des essais sur modèle. Choix des matériaux. — Recherches à poursuivre. — E. 57759.

CDU 624.04 : 624.074.4 : 624.012.45.

145-146. **Étude de quelques constructions modernes en voiles minces, notamment du point de vue des conditions économiques d'exécution** (Einige neuere Schalenbauten mit besonderer Beachtung ihrer wirtschaftlichen Ausführung). FUCHSSTEINER (W.), SCHADER (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (mai 1959), n° 5, p. 108-114, 24 fig., 1 réf. bibl. — Exemples de réalisations récentes (couvertures de bâtiments, halles et réservoirs; fond de piscine; réservoirs). — E. 57913.

CDU 624.074. 624.012.45.

Feb HABITATIONS

INDIVIDUELLES ET COLLECTIVES.

AGGLOMÉRATIONS

146-146. **Enquête sur l'habitat en Algérie.** VI. — Architecture et productivité. — LATHUILLE (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1959), n° 141 (Variétés-Actual-Informat. : 11), p. 1-20, 12 fig. — Les conditions dans lesquelles le problème de l'habitat doit être résolu en Algérie, au profit d'une population très modeste, avec des moyens relativement limités en matériaux et en personnel de qualité, obligent les architectes à prendre une position très nette et à éliminer toute possibilité de recours aux solutions de facilité qui conduiraient aux pires déconvenues. — Cette position qui découle de

la mission fondamentale de leur profession les conduit à dégager les principes suivants : La cité et le foyer doivent satisfaire toutes les aspirations de l'homme et de sa famille sur les plans spirituel et matériel. — La vocation sociale de l'architecte contemporain l'oblige à recréer d'emblée, dans la planification de vastes ensembles immobiliers, l'harmonie et la cohésion de l'unité d'habitation que les sociétés passées guidées par la tradition ont en général si heureusement atteintes dans une lente évolution. — L'architecture de l'habitation doit contenir en substance tous les éléments permettant le meilleur rendement à l'exécution, sans pour cela perdre aucune de ses qualités dans les domaines de l'esthétique, de la solidité, de la durée et de la protection contre les intempéries. — L'industrialisation du bâtiment peut seule permettre la mise en œuvre de groupes d'habitation importants. Mais il lui faut satisfaire aux exigences fonctionnelles de la conception architecturale et non en contrarier l'expression. — La réalisation du programme gouvernemental exige la coordination la plus étroite des efforts de tous ceux qui sont appelés à y participer, dans le strict respect du rôle de chacun. — E. 59673.

CDU 711.16 : 338.9 : 658.564 (65).

Fec BATIMENTS CULTURELS.

SPORTS

147-146. **Numéro consacré aux constructions hospitalières.** — *Tech. Archit.*, Fr. (mai 1959), 19<sup>ème</sup> sér., n° 3, 73 p., nombr. fig. — Urbanisme hospitalier; normes de construction et d'aménagement. — Réalisations à Saint-Junien, Laigle, Dijon, Clermont-Ferrand, Marseille, Toulon, Nantes, Saint-Malo, Paris, Digne, Gien, Hyères, Darmétal. — E. 58639.

CDU 725.5 (44).

148-146. **L'hôpital du comté de Copenhague à Glostrup** (Copenhagen country hospital at Glostrup). *Ingeniøren*, Danm. (mai 1959), vol. 3, n° 1, p. 1-44, 86 fig. — Étude détaillée d'un hôpital comportant des bâtiments à quatre, cinq et dix niveaux en élévation réalisés soit en béton coulé sur place, soit en éléments préfabriqués de béton. — Description des diverses installations de chauffage et de conditionnement de l'air, de l'éclairage, des installations sanitaires. — E. 58325.

CDU 725.5 : 624.012.45 : 696 : 697 : 628.9.

149-146. **L'École professionnelle « Ambachtschool » à Amsterdam.** DUBOURG (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 5-6, p. 149-156, 15 fig. — Construction en béton armé à quatre étages de 70 m de longueur, 20 m de largeur et 24 m de hauteur. — Le bâtiment repose sur cent quatorze pieux Franki de 110 t de capacité de charge. — E. 58360.

CDU 727.4 : 693.95 : 624.154.

150-146. **Le Centre électronique Thomson Houston à Bagnaux, (France).** RORET (J.), *Acier*, Fr. (juin 1959), n° 6, p. 272-276, 11 fig. — Description détaillée de ce Centre qui comprend sept bâtiments de construction métallique reposant chacun sur une « assiette » de béton de 60 m sur 30 m et de 0,30 m d'épaisseur aménagée sur six puits de béton de 35 à 50 m de profondeur. — Ces puits sont réunis trois par trois par des poutres en béton précontraint. — Dans chaque bâtiment, les poteaux de l'ossature métallique sont articulés sur l'assiette de béton. Planchers en tôle emboutie, murs-rideaux en acier. — E. 58307.

CDU 727.5 : 624.014.2 : 624.154.

151-146. **Numéro consacré au Palais du Centre national des Industries et des Techniques** (C. N. I. T.). — *Travaux*, Fr. (*Éditions Science et Industrie*, 6, av. Pierre-1<sup>er</sup> de Serbie, Paris), (juin 1959), n° 296, p. 341-392, nombr. fig. — Présentation de l'ouvrage, par

A. BALENCY-BEARN, E. FOUGEA, et J. FOUGEROLLE. — Généralités, par N. ESQUILLAN et G. LACOMBE. — Planchers et escaliers : conception et exécution, par G. LACOMBE. — Couverture. I. — Conception et caractéristiques de l'ouvrage, par N. ESQUILLAN. II. — Essais et mesures, par R. PERZO. — III. — Calcul, par P. FAESSEL. IV. — Réalisation, par G. LACOMBE. — Exécution des travaux, par J. MILBERT. — E. 58250.

CDU 725.91 : 624.91 : 624.074.4 : 624.012.45.

152-146. **Construction des laboratoires de recherches industriels** (Conception. Réalisation. Aménagements). FÉRAL (X.), PHIDIAS (H.), RENAUDIE (M.); Edit. : *Eyrolles; Gauthier-Villars*, Fr. (1959), Rapp. trav. Commiss. n° 23, 1 vol., 59 p., 20 fig. — Voir analyse détaillée B. 2782 au chapitre III « Bibliographie ». — 0.214-59. CDU 727.5 : 69 (03).

153-146. **L'aménagement du Mont des Arts à Bruxelles.** Palais des Congrès. Palais de la Dynastie. Immeubles de rapport et magasins. NOVGORODSKY (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 5-6, p. 130-148, 34 fig. — Étude générale de l'aménagement. — Description du Palais des Congrès comportant deux salles de conférence souterraines de 1 500 et de 300 places. — Emploi de poutres mixtes pour la réalisation de la couverture et du faux-plafond de ces salles. — Étude d'un garage-parking souterrain. — E. 58360. CDU 624.19 : 725/727 (493).

Fed TRAVAUX MILITAIRES.

TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE.

ALIMENTATION EN EAUX.

HYGIÈNE PUBLIQUE.

GÉNIE RURAL.

EAUX SOUTERRAINES

Fed la Alimentation en eau.

Eaux souterraines.

154-146. **Comptes rendus du Quatrième Congrès de l'Association internationale des distributions d'eau, Bruxelles 24-31 mai 1958** (International water supply Association — Fourth Congress, Brussels 24th to 31st May 1958). — *Assoc. internation. Distribut. Eau*, Belg., 1 vol., 1184 p., nombr. fig., 2 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2789 au chapitre III « Bibliographie ». — 0.232-59.

CDU 628.1 (061.3) (100) (03).

155-146. **Etat actuel de la normalisation des analyses d'eau et de l'expression de leurs résultats.** MAUREL (M.); *Tech. Sci. municip.*, Fr. (mai 1959), n° 5, 155-188, fig. — E. 58591.

CDU 628.16 389.6 (44).

Fed n Génie rural. Irrigation.

156-146. **Calcul des canaux.** RANZ (J.); *Eau*, Fr. (mai 1959), n° 5, p. 111-119, 8 fig. — Présentation d'une méthode simplifiée de calcul des canaux d'amenée d'un système d'arrosage par aspersion. — E. 58166.

CDU 626.81:626.1:532.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX, DE PRODUCTION D'ÉNERGIE ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fib n Production d'énergie.

Ouvrages hydrauliques. Barrages.

Régularisation des cours d'eau.

Revêtements de barrages.

157-146. **L'aménagement du Rhin à l'amont du lac de Constance.** MULLER (H.); *Houille blanche*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 161-166, 6 fig. — Étude du projet d'aménagement des



centrales hydroélectriques Valle di Lei-Hinterrhein. — Travaux de régulation du Rhin à l'amont du lac de Constance. Problème du transport des matériaux solides. — L'aménagement du Rhin de Bâle au lac de Constance. KOLLY (L.); p. 167-176, 11 fig. — Étude du plan d'aménagement hydroélectrique et des travaux entrepris pour améliorer la navigation. — L'aménagement de la voie navigable est prévu pour des bateaux mesurant jusqu'à  $90 \times 11 \times 2,7$  m. — L'aménagement du Rhin à courant libre de Bâle à Lauterbourg. MARCHAL (M.), DELMAS (G.); p. 177-202, 28 fig. — Régularisation sur le secteur Strasbourg-Sondernheim. — Régularisation à l'amont de Strasbourg. — Étude de l'érosion du lit du Rhin. — Recherches sur les seuils de fond. — Essais de fixation du fond du lit par un revêtement. — Résultats obtenus pour la régularisation et mise au point du type de construction des épis. — Le Rhin en Hollande. WEMELSFELDER (P. J.), VOLKER (A.); p. 249-269, 25 fig., 6 réf. bibl. — Régime du Rhin en Hollande, conséquence des crues. — Le Rhin et l'aménagement des eaux en Hollande. — Navigation. — E. 58017. CDU 627.84/88 : 627.1 : 627.4.

158-146. L'usine hydroélectrique de Vogelgrün. LOUBATON (M.), SCHAFFER (R.); *Houille blanche*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 213-220, 10 fig. — Données hydrologiques et production. Description des ouvrages de génie civil. — Fondation de l'usine à l'intérieur d'une cuvette étanche réalisée par injections d'argile et de ciment dans les alluvions. — E. 58017. CDU 627.84/88 : 627.1 : 624.15 : 624.138.

159-146. L'aménagement de la chute de Jouques sur la Durance. I. II. (fin). PLICHON (J. N.); *Construction*, Fr. (avr. 1959), t. 14, n° 4, p. 108-116, 14 fig.; (mai 1959), n° 5, p. 146-152, 7 fig. — Barrage de Cadarache (barrage mobile à cinq pertuis obturés par des vannes-segments). Canal d'amenée de 7 km de long, revêtu de béton non armé. Galerie d'amenée en charge entièrement revêtue, et d'une longueur de 2 200 m. — Étude de la centrale et du canal de fuite d'une longueur de 3 000 m, revêtu de dalles préfabriquées en béton non armé. — E. 57922, 58236. CDU 627.8 : 627.1 : 626.1 : 628.14 : 624.19.

160-146. L'aménagement hydroélectrique de Chute-des-Passes (Canada) (Chute-des-Passes project). *Water-Power*, G. B. (mai 1959), vol. 11, n° 5, p. 166-174, 13 fig. (article de F.T. MATTHIAS déjà paru dans : *Roads and Engineering*) — Description générale de l'aménagement sur la rivière Saguenay, en cours de réalisation. Utilisant le barrage de Passe Dangereuse construit en 1945, il comprendra une prise d'eau totalement submergée, une galerie en pression de 9 448 m de longueur et de 10,3 m de diamètre intérieur à revêtement de béton, une cheminée d'équilibre, une centrale souterraine et une galerie de fuite de 2 743 m de longueur. — E. 57734. CDU 627.84/88 : 624.19.

161-146. Barrage de Marckholsheim. LESCAIL (R.); *Houille blanche*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 207-212, 4 fig. — Description de ce barrage en cours de construction qui comprendra cinq passes de 30 m de largeur sur 11 m de hauteur, obturées par des vannes à deux corps indépendants. — E. 58017. CDU 627.8 : 627.1.

162-146. Le barrage de Hartwell (U. S. A.) Méthodes de construction (Hartwell dam : It's a methods showcase). BORACCI (A.); *Constr. Methods*, U. S. A. (avr. 1959), vol. 41, n° 4, p. 92-94, 98-100, 104, 107-108, 110, 26 fig. — Installations de chantier, et méthodes utilisées pour la construction de ce barrage-poids en béton à usages multiples, qui aura une longueur de 579 m et une hauteur de 63 m. — E. 57744. CDU 627.8 : 693.5 : 69.05.

163-146. Le barrage de Pozzillo sur le Salso en Sicile (La diga di Pozzillo sul Salso in

Sicilia). *Energ. elettr.*, Ital. (avr. 1959), n° 4, p. 344-365, 29 fig., 4 réf. bibl. — Description de ce barrage-poids en béton de 60 m de hauteur maximale et de 371 m de développement à la crête, créant une retenue de 150 millions de m³. Barrage du type breveté « Marcello », constitué de blocs de béton assemblés en colonnes jointives, avec joints de construction spéciaux à déplacement remplis de gravier. — Parement amont recouvert de plaques métalliques. — Observation sur le comportement de l'ouvrage. — E. 57947. CDU 627.8 : 693.5 012.43.

164-146. Le barrage de Belesar sur la rivière Mino (Espagne) (Atagua de Belesar sobre el Rio Mino). YORDI de CARRICARTE (L.), COLL ALAS (M.); *Rev. Obras publ.*, Esp. (mai 1959), n° 2929, p. 284-293, 16 fig. — Étude des travaux de construction de ce barrage-voûte mince, dont l'épaisseur varie de 3,2 m à la base, à 1,4 m au sommet, d'une hauteur de 130 m, créant une retenue de 650 millions de m³. Détermination de la pression hydrostatique; organisation du chantier de bétonnage. — E. 58173. CDU 627.8 : 624.074.4 : 624.04 : 693.5.

165-146. Alimentation en eau potable de la Vendée. Barrage de Mervent. BESNIER (G.); *Eau*, Fr. (avr. 1959), n° 4, p. 83-92, 10 fig. — Construction du barrage-voûte de 5,4 m d'épaisseur à la base et de 1,8 m au sommet, créant une réserve d'eau de 8 500 000 m³. Description de l'équipement de production d'énergie et de l'usine de traitement. — E. 57783. CDU 627.8 : 624.072.32 : 621.311.2 : 628.1.

166-146. L'aménagement hydroélectrique de Picote (Portugal). I. II. (Picote Station) *Water Power*, G.-B. (avr. 1959), vol. 11, n° 4, p. 129-138, 16 fig.; (mai 1959), n° 5, p. 183-188, 10 fig. — Étude générale de l'aménagement comportant un barrage-voûte à double courbure de 100 m de hauteur au-dessus des fondations, et de 93,5 m de longueur à la crête, avec évacuateur de crues en saut-de-ski. — Centrale souterraine produisant 180 M W. — E. 57291, 57734. CDU 627.8 : 624.074.3 : 621.646.

167-146. Barrage de régulation et de production d'énergie à Juvann (Norvège) (Reguleringsog inntaksdam ved Juvann). GRØNER (Chr. F.); *Tek. Ukeblad*, Norv. (11 juin 1959), n° 24, p. 517-521, 12 fig. (résumé anglais). — Description générale de l'aménagement. Caractéristiques du barrage-voûte à double courbure en béton armé. Hauteur maximale : 47 m, longueur : 117 m. Parement aval réalisé en éléments de béton préfabriqués. Des instruments de mesure ont été disposés à l'intérieur des parois pour enregistrer la température du béton et mesurer les déformations de l'ouvrage. — E. 58318. CDU 627.8 : 624.074.3 (481).

168-146. Le barrage de Trenton. Caractéristiques techniques et construction (Trenton dam — Technical record of design and construction). — U. S. *Depart. Inter., Bur. Reclamat.*, U. S. A. (1957), v + 106 p., 40 fig., 16 réf. bibl. — Étude détaillée de ce barrage en terre à usages multiples (lutte contre les inondations, irrigation, retenue d'eau, étude de la sédimentation, préservation des poissons et des bêtes sauvages) construit entre 1949 et 1953 sur la Republican River. — Hauteur : 30 m au-dessus de lit de la rivière; longueur au couronnement : 2 620 m; largeur maximale à la base : 237 m. — Description générale, historique, géologie du site, étude économique, matériaux de construction employés, organisation des chantiers. Conception du barrage, du déversoir, des ouvrages de décharge. — E. 58049. CDU 627.8 : 691.4 : 626.8.

169-146. Le barrage flottant du troisième bassin aux pétroles de la Compagnie Industrielle Maritime au port du Havre. SCHLECHT (F.), CASTERAN (J.); *Travaux*, Fr. (mai 1959), n° 295, p. 299-305, 14 fig. — Description d'un

barrage flottant destiné en cas d'accident à empêcher une nappe d'hydrocarbures de se répandre dans le port. — Description des particularités de construction de ce barrage mobile et des difficultés à surmonter en raison de la largeur (196 m) de l'entrée du bassin et des sévères conditions nautiques (marées, vents, houle). — E. 57847. CDU 627.9 : 629.12.

170-146. Superstructure métallique de l'usine E. D. F. de Grangent, France. DUNAYEVICH (E.); *Acier*, Fr. (mai 1959), n° 5, p. 209-213, 10 fig. — Ossature constituée de huit portiques parallèles de 13,4 m de portée, espacés de 4,3 m et d'une travée de contreventement longitudinal de 2,5 m à l'extrémité de la construction. — Les évacuateurs de crue de la centrale E. D. F. de Grangent. p. 213-214, 2 fig. — Description succincte des évacuateurs constitués de vannes-secteurs de construction métallique de 14,4 m de hauteur et de 12,5 m de largeur. — E. 58002. CDU 621.311.21 : 624.014.2 : 621.646.2.

171-146. Les travaux souterrains de l'aménagement hydroélectrique de Tully Falls (Australie) (Underground operations-Tully Falls hydro-electric scheme). BRODRIBB (R. S.); *J. Instn Engrs*, Austral. (jan.-fév. 1959), vol. 31, n° 1-2, p. 21-31, 17 fig. — Géologie du site; climat; percement de la galerie d'amenée et de la galerie sous pression. — Description de la chambre d'équilibre et de la centrale souterraine. — E. 57732. CDU 627.84/88 : 624.19.

172-146. Recherches sur les grands ouvrages d'évacuation des crues. ESCANDE (L.); *Rev. Mecan. appl.*, Roum. (1959), t. 4, n° 1, p. 29-62, 62 fig. — Compte rendu des résultats de recherches effectuées au cours des dernières années aux Laboratoires d'hydraulique de Toulouse. — Barrages déversoirs; affoulement; piles de barrages déversoirs; évacuateurs de crues à canal à ciel ouvert; évacuateurs de crues à galerie souterraine; déversoirs à saut de ski; évacuateur de crues à jets dirigés, barrages mobiles; recherches sur les piles aérodynamiques; interactions entre passes; recherches sur les vannes de fond; fonctionnement simultané des barrages mobiles en déversoir et en vanne de fond dans le cas où il existe une large aération du dos de l'écran; phénomène alternatif dans le fonctionnement simultané d'un barrage mobile en déversoir et en vanne de fond. — E. 58334. CDU 532.5 : 627.84/88.

## FIC BATIMENTS PUBLICS

173-146. Bureaux. — *Archit. Auj.*, Fr. (fév.-mars 1959), n° 82, 111 p., nombr. fig. — Numéro consacré à la description d'immeubles administratifs et d'immeubles pour bureaux privés. — E. 57536. CDU 725.1/2.

174-146. Le Centre de Tri postal mécanisé et la gare routière pour autobus de Bruxelles-Midi. NOVGORODSKY (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 3-4, p. 80-96, 27 fig. — Bâtiment de six étages du Centre de Tri postal; longueur : 113 m, largeur : 27 m. — Fondations sur 1 555 pieux en béton de 55 t moulés dans le sol. — Ossature en béton armé. — Bâtiment à simple rez-de-chaussée sur sous-sol de la gare routière, dont la couverture est réalisée en dalles-champignons en béton armé, avec tronçons partiellement précontraints localisés au droit des colonnes. — E. 57632. CDU 725.16 : 693.95 : 725.31 : 624.154.

## Fid VOIES DE COMMUNICATION

### Fid ja Routes.

175-146. Numéro spécial consacré à l'infrastructure et aux transports au Sahara. — *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (avr.-mai-juin 1959)



numéro 329 (spécial Sahara), 59 p., nombr. fig. — Première partie : problèmes, programmes et moyens : six communications traitant des problèmes d'infrastructure en général, des transports routiers et aériens, des télécommunications, des pipelines. — Deuxième partie : infrastructure et véhicules sahariens : six communications. — Troisième partie : technique routière et monographies : neuf communications. — E. 58436. CDU 625.7 : 351.81 (61).

176-146. Les revêtements bitumineux semi-fermés à chaud et à froid. DABIN (J.); *Centre Rech. rout.* Belg. (fév. 1959), Rapp. Rech. n° 66/JPD/1959, ii+ 61 p., 46 fig., 20 réf. bibl. — Caractéristiques des mélanges semi-fermés à chaud et à froid. Détermination des pourcentages de vide; influence de cette caractéristique sur le choix du liant à utiliser; examen de quelques revêtements en service. — E. 59840. CDU 625.8.06/07 : 620.1.

177-146. La chaussée en béton précontraint de Dietersheim (Allemagne) (Spannbetonstrasse Dietersheim). SCHNECKE (H.); *Strasse-Autobahn*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 118-122, 13 fig. — Description d'une route expérimentale composée de six tronçons de 150 m de longueur. — La chaussée est ainsi constituée : couche de protection contre le gel de 40 à 85 cm d'épaisseur; couche de fondation bitumineuse de 15 cm d'épaisseur; entre cette couche de fondation et le revêtement en béton précontraint sont interposées deux couches de papier d'isolation avec couche intermédiaire de talc. — Étude de la composition du béton et de la mise en précontrainte des dalles. — E. 57726. CDU 625.84 : 693.56 : 625.73/75.

178-146. Phénomènes d'instabilité des corps de chaussée. Classification des causes d'instabilité et étude des travaux destinés à y remédier (Instabilità riguardanti il corpo stradale. Classificazione ed opere relative). TESORIERE (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (fév.-mars 1959), n° 2-3, p. 129-143, 10 fig., 49 réf. bibl. — Définition du corps de chaussée; étude des instabilités dues soit à l'eau, soit à des conditions géologiques et stratigraphiques particulières, soit au climat. — Recommandations pour la réalisation des routes. — Exemples. — E. 58028. CDU 625.73 : 69.059.2 : 624.131.

179-146. Note sur le comportement des chaussées. JEUFRÉY (G.); *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 3, p. 255-321, 33 fig. — Présentation d'une méthode d'appréciation des fatigues dans les revêtements hydrocarbonés, étude du rôle des diverses couches des chaussées souples. — Rupture d'une chaussée; domaine de validité des schémas élastiques; premières études théoriques; système triconche; portée de la méthode et études complémentaires. — E. 58283. CDU 539.3/4 : 625.85.

180-146. Altérations progressives d'un revêtement de chaussée en enrobés fins au cours d'une longue période de service (Progressive alterations in a sheet asphalt pavement over a long period of service). PAULS (J. T.), HALSTEAD (W. J.); *Publ. Roads*, U. S. A. (fév. 1959), vol. 30, n° 6, p. 133-144, 21 fig., 6 réf. bibl. — Étude du développement des modifications des propriétés du bitume et des caractéristiques techniques du revêtement de la Connecticut Avenue à Washington au cours d'une période de dix-neuf années. — E. 58443. CDU 69.059.2 : 625.85 : 69.001.5.

181-146. Un chantier de construction de route au Sahara. HARMANT (L.), BARUT (V.); *Mém. Soc. Ingrs civ. Fr.*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 74-80, 5 fig. — Description du chantier de construction de route entre Ghardaia et El Goléa (environ 270 km). — La chaussée comporte une couche de base blanche d'agrégats de 9 cm compactée, recevant une couche

d'imprégnation avant l'étalement à chaud de la couche de roulement de 5 cm. — Problème de l'eau. — E. 58582. CDU 625.7 (25) (61) : 69.05.

182-146. Étude de la glissance des revêtements routiers par le Centre de Recherches routières (Onderzoek van de gladheid der wegbekledingen bij het opzoekingscentrum voor Wegenbouw). DAUBE (J.); *Tech. rout.*, Belg. (juin 1959), vol. 4, n° 2, p. 31-52, 38 fig., 14 réf. bibl. — E. 58463. CDU 620.191 : 625.84/85.

183-146. Propriétés antidérapantes des revêtements routiers. Un « troisième type de ciment ». I. II. (Ru veidekker. En tredje cement-type). BRUDAL (H.); *Tek. Ukeblad*, Norvège (21 mai 1959), n° 21, p. 447-452, 3 fig.; (28 mai 1959), n° 22, p. 471-479, 9 fig., 11 réf. bibl. (résumé anglais). — Étude des facteurs influençant les propriétés antidérapantes des revêtements. Caractéristiques d'un nouveau matériau d'origine américaine connu aux U. S. A. sous le nom de « troisième type de ciment ». — E. 58047, 58150. CDU 620.191 : 625.84 : 666.94.

184-146. La glissance des routes en hiver et les moyens de la combattre (Winterliche Strassenglätte und ihre Bekämpfung). WEHNER (B.); *Strassen-Tiefbau*, All. (juin 1959), n° 6, p. 402, 404, 406-411, 15 fig., 9 réf. bibl. — Considérations sur la glissance et sa relation avec le nombre des accidents de la route. Détermination de coefficients de glissement des véhicules sur chaussées enneigées ou verglacées. Amélioration de l'adhérence (chaînes, sable, sels). Matériel utilisé. Chauffage des routes. — Le déneigement et les chasse-neige (Schneeräumung und Schneeräummaschinen). CROCE (K.); p. 412-426, 428-430, 69 fig. — E. 58464. CDU 620.191 : 625.8 : 699.83 « 324 ».

#### Fid l Ouvrages pour la navigation.

185-146. Influence de l'exploitation minière sur l'aménagement des ports de navigation intérieure (Wpływ szkód gorniczych na porty kanalow). RADZIKOWSKI (A.); *Archiv. hydrotech.*, Pol. (1959), t. 6, n° 1, p. 3-55, 22 fig., 63 réf. bibl. (résumés russe, français). — Étude technique et économique détaillée des conditions dans lesquelles il y a lieu de tenir compte des affaissements miniers dans l'étude, la construction et l'exploitation des canaux et des ports de navigation intérieure en région minière. — E. 58412. CDU 626 : 627.4 : 624.131.542 : 622.

186-146. La modernisation du canal de Charleroi à Bruxelles par le franchissement, pour les bateaux de 1 350 tonnes, de la crête hydrographique de partage des eaux de la Meuse et de l'Escaut. SANTILMAN (H. N. F.); *Tech. Trav.*, Fr. (mai-juin 1959), n° 5-6, p. 169-188, 30 fig. — Le canal primitif et ses transformations successives. — Étude géologique, hydrologique et géotechnique des zones intéressées. — Tracé. Terrassements. Décharges. Réalisation et drainage des berges. — E. 58360. CDU 626.1 : 624.13.

187-146. Les écluses du troisième bief « Fessenheim ». BOUCHET (M.); *Houille blanche*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2, p. 221-228, 10 fig. — Description des deux écluses ayant chacune une largeur utile de 185 m, avec grand sas de 23 m et petit sas de 12 m de largeur. — E. 58017. CDU 626.4.

188-146. Ducs d'Albe (Ducs de Alba). VASCO COSTA (F.); *Tecnica*, Portug. (avr. 1959), n° 291, p. 415-436, 38 fig., 22 réf. bibl. — Utilisation de ces ouvrages. Ducs d'Albe rigides et élastiques. Sollicitations. Calcul. Choix des pieux pour ducs d'Albe. Ducs d'Albe travaillant à la torsion. — E. 58345. CDU 627.34.

189-146. Un équipement mobile, fondé dans l'eau à une profondeur de 61 m, permet de poser des canalisations d'égout au large de la côte (Rig wades in water 200 ft deep to lay offshore pipe). *Constr. Methods*, U. S. A. (mai 1959), vol. 41, n° 5, p. 96-98, 101-104, 14 fig. — Description d'une plateforme métallique utilisée pour la pose des tuyaux en béton d'un collecteur déversant dans l'Océan Pacifique, à une distance de 8 km de la côte, les eaux usées de Los Angeles. Ces tuyaux de 3,6 m de diamètre sont préfabriqués sur le rivage et assemblés en longueurs de 58 m avant déplacement et pose. — E. 58057. CDU 627.34 : 628.39 : 624.012.3.

190-146. Calcul des digues de protection contre la mer réalisées avec emploi de produits bitumineux (Zur Berechnung von Deichsicherungen aus Asphalt). ZITSCHER (F. F.); *Bitumen*, All. (1959), n° 3, p. 52-59, 13 fig., 28 réf. bibl. — Evolution des revêtements bitumineux de faible épaisseur pour la protection des digues. — Procédés utilisés pour les digues réalisées dans la province du Schleswig-Holstein. — Dimensionnement des digues. Intérêt économique des digues à revêtement bitumineux. — E. 57800. CDU 627.5 : 627.4 : 691.16.

191-146. Le calcul des brises-lames à talus inclinés. — LESBORDES (R.); *Trav. publ.*, Fr. (oct.-nov.-déc. 1958), n° 945, p. 29-37, 6 fig., 7 réf. bibl. — E. 58061. CDU 624.04 : 627.52 : 624.134.

#### Fid p Voies aériennes.

192-146. Revêtements en béton de ciment sur couches de support bitumineuses pour la construction des pistes d'aérodromes (Betondecken auf Asphalttragschichten im Flugplatzbau). ROSE (K.); *Bitumen*, All. (1959), n° 3, p. 42-46, 11 fig., 12 réf. bibl. — Étude comparative sur les caractéristiques et le comportement de revêtements en béton de ciment reposant sur une couche de support en gros sable (ancien procédé), et de revêtements en béton de ciment reposant sur une couche de support supérieure en sable enrobé de bitume, les couches de support inférieures étant constituées de conglomerats purement minéraux (nouveau procédé). — E. 57800. CDU 625.84 : 625.73 : 625.8.06/07.

#### Fif OUVRAGES D'ART

##### Fif j Souterrains.

193-146. A propos du tunnel sous la Manche. — *Mém. Soc. Ingrs civ. Fr.*, Fr. (mars-avr. 1959), n° 2; *Ingrs aspects du problème*. BASDEVANT (A.); p. 110-114. — Économie et génie civil du tunnel. GUERRIN (A.); p. 115-123, 7 fig. — Avantages d'un tunnel mixte dans le problème de la ventilation. DENIS (L.); p. 124-136, 5 fig. — E. 58582. CDU 624.194 (44) (410) : 697.9.

194-146. Le tunnel de Deas Island (Canada) (Deas Island tunnel). YOUNG (D. A.), HALL (P.), BROENDUM-NIELSEN (T.), KIVISILD (R. R.), JEFFREY (A. T.), BENTZEN (O. H.); *Engng J.*, Canada (avr. 1959), vol. 42, n° 4, p. 58-71, 15 fig. — Étude du tunnel routier sous la rivière Fraser, en cours de construction. La partie centrale située sous la rivière consiste en six éléments préfabriqués de béton armé de 104 m de longueur, 23,7 m de largeur, 7,3 m de hauteur. Ces éléments sont coulés dans une excavation creusée à cet effet à proximité du chantier et amenés par flottation. — E. 57939. CDU 624.194 : 624.012.3/45.



## Fif m Ponts.

195-146. Le nouveau pont de la Guillotière sur le Rhône à Lyon. I. II. III. (fin.) RÉROLLE (J.), MÉROT (J. P.), THIEBAULT (A.), MOUSSET (P.), *Construction*, Fr. (mai 1959), t. 14, n° 5, p. 129-130, 1 fig.; (juin 1959), n° 6, p. 181-189, 10 fig.; (juil. 1959), n° 7, p. 205-212, 14 fig. — Conception, calcul et dispositions techniques du nouvel ouvrage à poutres-caissons métalliques à âme pleine soudée, et tablier en dalles de béton armé et tôles planes associées. — E. 58236, 58676, 58922.

CDU 624.27 : 624.014.25 : 624.21.025.

196-146. La démolition du vieux pont de la Guillotière et sa reconstruction en ouvrage moderne aux abords dégagés. ROQUES (C.); *Construction*, Fr. (mai 1959), t. 14, n° 5, p. 131-137, 17 fig. — E. 58236.

CDU 624.059 : 624.6.012.1 : 624.27.014.25.

197-146. Étude et construction du pont Pelham à Lincoln (Grande-Bretagne) (The design and construction of Pelham bridge, Lincoln). REISSER (S. M.), WRIGHT (K. M.), BOLTON (D.); *Struct. Engr.*, G.-B. (juin 1959), vol. 37, n° 6, p. 187-191, 6 fig., 6 réf. bibl. — *Discussion* de l'art. de *Struct. Engr.*, de déc. 1958, vol. 36, n° 12, p. 399-407, analysé dans notre DT. 141, art. 126 de sep. 1959. — E. 58174.

CDU 624.27.014.25.

198-146. La reconstruction du pont de chemin de fer sur la Saale à Könnern. I. II. III. (fin) (Der Neubau der Eisenbahnbrücke über die Saale bei Könnern). BRAUER (G.), DOMANN (J.); *Signal-Schiene*, All. (nov. 1958), n° 11, p. 251-256, 10 fig.; (déc. 1958), n° 12, p. 282-284, 9 fig.; (jan. 1959), n° 1, p. 12-17, 8 fig., 2 réf. bibl. — Démontage d'un ancien pont métallique à voie unique de 383 m de long, construit en 1900, et remplacement de celui-ci par un nouvel ouvrage à double voie à poutres métalliques continues de 347 m (suppression d'une travée du viaduc d'accès). — Modifications apportées aux piles; suppression d'une pile en rivière pour faciliter la navigation; montage du tablier métallique. — E. 58297, 58298, 58299.

CDU 624.27.014.2 : 624.166 : 624.21.059.

199-146. Pont en béton précontraint sur la rivière Sabarmati à Rinza (Inde) (Prestressed concrete bridge across the Sabarmati at Rinza). RAJAGOPAL (N.); *Indian Concr. J.*, Inde (avr. 1959), vol. 33, n° 4, p. 121-126, 6 fig. — Pont à poutres de 262 m de longueur à quatre travées centrales de 43,4 m et deux travées extrêmes de 42 m de portée. — E. 58088.

CDU 624.27.012.46.

200-146. Le pont Nordwestbogen à Berlin (portique en béton précontraint) (Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin — Spannbetonrahmen). HEUSEL (H.); *Bauingenieur*, All. (mai 1959), n° 5, p. 169-178, 23 fig. — Pont portique continu en béton précontraint à tracé courbe pour l'autoroute de ceinture de Berlin, franchissant la Spree, des voies de chemin de fer, des jardins et des rues. — Ouvrage de 906 m de long et 29 m de large sur treize travées dont le tablier est constitué de deux poutres caissons. — Conception particulière des piles en forme de X, et des joints de dilatation. — Fondation sur pieux. Construction en encorbellements soutenus par des câbles obliques. — E. 57910.

CDU 624.27.012.46 : 624.166 : 624.21.05.

201-146. Ponts suspendus non rigides de portée réduite pour camions lourds (Short flexible suspension bridges for heavy trucks). ASPLUND (S. O.); *Proc. A. S. C. E.*, (J. *Struct. Div.*), U. S. A. (avr. 1959), vol. 85, n° ST4, Pap. 2004, p. 37-56, 21 fig., 1 réf. bibl. — Description et caractéristiques des ponts suspendus

provisoires souvent utilisés dans la construction des centrales hydroélectriques suédoises pour la circulation de lourds camions. — Détails d'étude et de construction. Comportement en service. — E. 57759.

CDU 624.5 : 69.052 : 627.84/88.

202-146. Les ponts suspendus de grande portée (Long span suspension bridges). *Struct. Engr.*, G.-B. (juil. 1959), vol. 37, n° 7, p. 199-219, 33 fig., 22 réf. bibl. — Problèmes de l'étude d'un pont suspendu moderne. — Charges. Aérodynamique. Charges réelles dues au vent. Calcul du tablier, Calcul des tours. Montage de la superstructure. Les grands ponts. — E. 58641.

CDU 624.5.01.

203-146. Structures suspendues précontraintes constituées de câbles courbés en sens inverse mis en tension par des diagonales (Vorgespannte Hängekonstruktion aus gegensinnig gekrümmten Seilen mit Diagonalverspannung). JAWERTH (D.); *Stahlbau*, All. (mai 1959), n° 5, p. 126-131, 11 fig., 4 réf. bibl. — Définition de la structure. — Essais sur modèles. Méthode de calcul. — E. 57911.

CDU 624.04 : 624.5 : 624.074.7.

204-146. Reconstruction des piles et ripage du tablier provisoire du pont de Mangfall, sur l'autoroute Munich-Salzburg (Wiederinstandsetzung der Pfeiler und Verschiebung der Mangfallbrücke im Zuge der Autobahn München-Salzburg). SCHMERBER (L.), SCHEIDLER (J.); *Stahlbau*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 88-98, 22 fig., 2 réf. bibl. — Cet ouvrage à poutres métalliques pleines continues avec tablier en béton à trois travées de 90, 108 et 90 m de portée, construit en 1936, avait été très endommagé en 1945 et remplacé provisoirement par un ouvrage à poutres en treillis métalliques, de largeur et de capacité de charge réduites. — Il devait être remplacé définitivement en 1957 par un ouvrage de 23,5 m de large, à poutres en treillis en béton précontraint construit en encorbellement. — Description des travaux de renforcement des piles, et des travaux de ripage latéral, sur des piles provisoires, du tablier provisoire en treillis métallique. — E. 57665.

CDU 624.21.059 : 624.27 : 624.166.

## Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations.  
Déplacement des ouvrages.  
Comportement des ouvrages.

205-146. Observations faites lors des travaux d'entretien du pont suspendu de Rodenkirchen sur le Rhin (Beobachtungen bei der Wartung der Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen). KLINGENBERG (W.); *Stahlbau*, All. (avr. 1959), n° 4, p. 85-87, 5 fig., 8 réf. bibl. — Constatations faites après quatre années de service sur le comportement des divers éléments de cet ouvrage où le trafic journalier est d'environ dix-sept mille véhicules avec une forte proportion de camions. — État des câbles et du tablier en béton précontraint. Mesures des flèches. — E. 57665.

CDU 624.21.059 : 624.5.

206-146. Entretien et constructions en usine. — L'organisation du service. — PÉRIER (A.); *Editns. Entreprise mod.* Fr. (1959), 1 vol., 310 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2787 qu chapitre III « Bibliographie ». — O. 245-59.

CDU 69.059 : 69 : 725.4.

207-146. Développement des techniques des déplacements d'immeubles. — PRÉVOST (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1959), n° 141 (Tech. génér. Constr. : 32), p. 833-854, 34 fig.

— Des déplacements de bâtiments ont été réalisés en assez grand nombre, ces dernières années en France, à la suite des perfectionnements techniques apportés à un procédé utilisant des voies souples et compressibles. — Ce procédé, grâce à un système de vérins hydrauliques judicieusement interconnectés, permet de réaliser un ensemble porteur isostatique qui rend les réactions indépendantes des dénivellements d'appui. — Le dispositif porteur doit être par ailleurs choisi en fonction des trajets demandés plutôt qu'en fonction du poids propre du bâtiment car la concentration des charges varie considérablement suivant les difficultés que présentent les trajets. — Les bâtiments déplacés à l'aide de ce procédé ont été de plus en plus importants en volume et en poids, car le système n'a pas de limite supérieure théorique. — Quelques exemples concrets choisis spécialement par l'auteur illustrent clairement ces principes, et les trois réalisations sont décrites en détail : Gissel — usine construite en béton armé d'un poids de 5 000 t en deux tronçons déplacés suivant un trajet complexe d'environ 1 km (1956); Lancy — Château de 2 500 t, translation biaisée de 70 m (1957); Livry-Gargan — Immeuble de cinq niveaux en maçonnerie, 1 000 t, trajet complexe, translation de 30 m et rotation (1958). — Enfin, l'auteur établit un rapprochement entre ces problèmes et ceux similaires que posent les affaissements de terrain dans les régions minières et conclut en indiquant que dans les deux cas les solutions sont justiciables de techniques analogues. — E. 59673.

CDU 69.059.5.

Fod Modifications. Démolitions.  
Désordres. Renforcement

208-146. L'utilisation du béton précontraint dans la consolidation des clochers de la Chaise-Dieu. DONZET (A. J.), MOTTIN (H.), HEMARD (M.); *Suppl. Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1959), n° 143, (béton précontr. : 33), p. 1-26, 25 fig. — Fondée en 1043, l'Abbaye de la Chaise-Dieu fut, en son temps, un édifice d'avant-garde : architecture gothique, mais nef peu élevée par rapport à la largeur, bas-côtés aussi élevés que la nef, charges retombant toutes, y compris une partie de la charge des clochers, sur des points d'appuis intérieurs constitués par des piliers égaux de section polygonale. — En 1949 des signes d'écrasement furent constatés dans les deux piliers de la première travée. Il fallait, après un étalement de première urgence, envisager soit de remplacer les piliers, soit d'alléger leur charge. On choisit cette dernière solution et on décida de reporter la charge excédentaire sur les contreforts qui épaulent les clochers, par l'intermédiaire de deux poutres. — Pour sa souplesse d'adaptation, sa sécurité dans l'exécution et son économie de matière, on fit appel au béton précontraint. Les poutres étant des systèmes triangulés, les efforts furent déterminés par les méthodes de Crémone et de Hardy-Cross. — Le projet initial dut subir quelques transformations en ce qui concerne la transmission des charges supérieures aux fermes et la nature des appuis; du fait du non-parallélisme des murs transversaux, les deux fermes furent de portée différente. — Les travaux se déroulèrent dans des conditions souvent difficiles. Ils furent menés simultanément pour les deux fermes. De nombreuses mesures et vérifications montrèrent que le report de charges se faisait dans de bonnes proportions par rapport aux prévisions du calcul. — E. 60025.

CDU 69.059.32 : 726.7 : 624.012.46.



## II. — TRADUCTIONS

### D'ARTICLES TECHNIQUES, EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

*Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique.*

524. **Murs armés et murs non armés en béton. Compte rendu préliminaire d'essais comparatifs** (Armerade och oarmerade betongväggar. En preliminär redögörelse för resultatet av en jämförande provning). LARSSON (L. E.); *Cement-Betong*, Suède (juin 1958), n° 2, p. 59-68, 8 fig. — *Compte rendu de recher-*

*ches effectuées pour déterminer l'influence d'une faible armature sur la force portante des murs en béton. Description des essais de murs. Ces essais ont montré que l'armature diminue la capacité de charge des murs.* — E. 53913 : docum. orig.; E. 59385, 10 p.

## III. — BIBLIOGRAPHIE

*Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI<sup>e</sup>.*

B-2777. **Les polders.** — WAGRET (P.); Edit. : *Dunod*, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (15 × 22 cm), xv + 316 p., 94 fig., nombr. réf. bibl. — F 1850. — L'ouvrage constitue une étude d'ensemble de l'histoire et de la géographie des polders. — La mer, la terre et l'homme. — Caractères généraux des régions de marais. Vingt siècles de travail à la main. — Le « miracle » hollandais au XVII<sup>e</sup> siècle. — L'ère de la machine : plan de conquête du Zuidersee; polder du Wieringermeer; polder Nord-Est; polders Flevoland et Markerwaard, la bonification des bas terrains : l'exemple italien. — Étude des divers types de polders. Protection des polders. — Problèmes techniques de la mise en valeur : dessalement initial, drainage, évacuation des eaux, problème de l'eau douce. — Problèmes humains (administration et occupation du sol). — O. 209-59.

B-2778. **Étude des murs dans la construction.** ROZZA (C.), additif de G. A. GUIDI, traduit de l'italien par H. Belmonte; Edit. : *Dunod*, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. *Vitali e Ghianda*, Gênes, Ital., (1959), 1 vol. (15,5 × 24 cm), 93 p., 30 fig., 18 réf. bibl. — F 1 200. — Ouvrage présentant une méthode pratique de calcul des murs des immeubles; murs en moellons, en briques pleines, en briques creuses; murs avec piliers; calcul des poids propres et des surcharges. Exemples traités. Tableaux et graphiques. Appendice : nouvelles directives sur les dimensions statiques, et les épaisseurs minimales admissibles, compte tenu de l'étude thermique; calcul du coefficient de conductibilité admissible et du coefficient de transmission thermique; influence des angles des immeubles. O. 198-59.

B-2779. **Calcul à la flexion des coques coniques d'épaisseur constante soumises à des charges axisymétriques.** — CASACCI (S.), Bosc (J.); Edit. : *Dunod*, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (21,5 × 27 cm), xiv + 161 p., nombr. fig., 31 réf. bibl. — F 1 800. — Transformation et résolution des équations de base. Examen des conditions aux limites. Étude de la flexion des coques tronconiques. — Étude des coques coniques longues. — Précision des calculs. Cas limites : coques cylindriques, plaques circulaires, anneaux coniques. — Applications. Tables numériques des coefficients des coques tronconiques courtes, des coques longues. — O. 199-59.

B-2780. **Éléments de législation du bâtiment.** — BEAUGRAND (G.); Edit. : *Eyrolles*, 61, bd St-Germain, Paris, Fr. (1959), 2<sup>ème</sup> édit., 1 vol. (16 × 25 cm), 220 p., F 1 575. — L'ouvrage constitue une synthèse de l'ensemble de la législation du bâtiment, et s'adresse principa-

lement au technicien, à l'entrepreneur du bâtiment, au propriétaire foncier. — La première partie étudie le contrat d'entreprise ou marché de travaux du bâtiment : conclusion des marchés; exécution des travaux par l'entrepreneur; livraison des travaux; responsabilité de l'entrepreneur. — La deuxième partie est consacrée aux relations avec les architectes : la profession d'architecte; le contrat d'architecte; obligations et responsabilité de l'architecte. — La troisième partie, intitulée : « Conditions de travail des salariés du bâtiment », examine les conventions et les conflits du travail et les obligations sociales de l'employeur. — La quatrième partie traite de la législation de la propriété bâtie et de la réglementation de la construction, et étudie les servitudes de droit administratif, les servitudes de l'urbanisme, les servitudes de droit civil. — O. 220-59.

B-2781. **Traité d'expertise et d'essais des matériaux et des constructions. Méthodes générales d'essai et de contrôle en laboratoire.** — I. — Mesures géométriques et mécaniques. — L'HERMITE (R.); Edit. : *Eyrolles*, 61, bd Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), Collection de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, 6, rue Paul Valéry, Paris, 16<sup>ème</sup>, Fr., 1 vol. (16,5 × 24,5 cm), xii + 739 p., nombr. fig., 1 pl. h.-t., F 9 700. — L'ouvrage est destiné à éclairer les experts sur les possibilités que leur offre l'expérimentation et le laboratoire, et à informer les laboratoires sur les cas d'expertise les plus fréquents avec indication des essais les plus aptes à résoudre le problème posé. — Il sera également utile à ceux dont la tâche est de réceptionner et de contrôler les matériaux et les constructions. — Le contrôle et la mesure. Organisation des laboratoires en France et à l'étranger. — Statistiques appliquées aux essais et au contrôle des matériaux : rappel de la théorie des probabilités; lois de répartition ou de distribution; théorie des erreurs et approximations. Méthodes et appareils de mesure : mesures géométriques, mesures mécaniques. Extensométrie. Différents types d'extensomètres; utilisation des rayons, vernis craquelants; fractographie; dilatométrie; observation des ouvrages. — Mesure des déformations et des contraintes. Machines et appareils pour essais mécaniques : machines de traction; presses; machines de flexion et de torsion; dispositifs pour contraintes combinées; machines de choc; mesures de la dureté, de l'usure, des constantes élastiques, du frottement interne, de fatigue ou d'endurance mécanique. — Etalonnage des machines d'essai. — Importante bibliographie. — O. 237-59.

B-2782. **Construction des laboratoires de recherche industriels (Conception. Réalisation. Aménagements).** FÉRAL (X.), PHIDIAS (H.), RENAUDIE (M.); Edit. : *Eyrolles*, 61, bd Saint-Germain, Paris, Fr.; *Gauthier-Villars*, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1959), *Collect. A. N. R. T., Rapp. trav. Commiss.* n° 23, 1 vol. (16 × 24,5 cm), 59 p., 20 fig., F 700. — L'Association nationale de la Recherche technique (A. N. R. T.) a décidé en 1956 de constituer une Commission (Commission « Laboratoires » de l'ANRT) pour mettre en commun les expériences acquises en matière de construction et de conditionnement des laboratoires. — Le présent ouvrage a pour but de mettre en lumière la synthèse des travaux de cette commission. — Programme; plan de masse; conception du bâtiment, module; dispositions et dimensions des cellules laboratoires; ventilation et conditionnement; circulations horizontales et verticales; distribution des fluides et évacuation; équipements intérieurs; installations de demi-grand ou installations pilotes. — O. 214-59.

B-2783. **Éléments de calcul d'une installation de chauffage.** WEIGEL (D.); Edit. : *Eyrolles*, 61, bd Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol. (15 × 25 cm), 192 p., 84 fig., F 2 740. — L'ouvrage constitue un cours préparant au Certificat d'Aptitude Professionnelle de dessinateur-projeteur en chauffage central, et fournit toutes les indications pratiques aux techniciens pour le calcul d'une installation de chauffage à eau chaude, à air chaud ou à vapeur basse pression dans les meilleures conditions en conformité avec les prescriptions des cahiers des charges. — L'ouvrage comprend deux parties. La première est un exposé des notions de physique de la chaleur et de mécanique des fluides. — La seconde traite du calcul des différents types d'installations, et offre de nombreux exemples d'applications numériques. — Notions générales : générateur, convoyeur, émetteur de calories, transmission et propagation de la chaleur. Conduction, convection, rayonnement. — Détermination des éléments d'un chauffage central. Calcul des pertes. Ecoulement des fluides. Pompes et ventilateurs. Vapeur à basse pression. Air chaud. Distribution d'eau chaude. Conduits de fumée. Essais, réception. — O. 235-59.

B-2784. **Vérification, mètre et pratique des travaux du bâtiment. V. — Fumisterie.** — ROBINOT (E.), AUREAU (L.); Edit. : *Eyrolles*, 61, bd Saint-Germain, Paris, Fr. (1959), 5<sup>e</sup> édit., 1 vol. (16 × 24 cm), 95 p., 83 fig., 1 pl. h.-t.,



F 1 200. — Ouvrage destiné à faciliter l'emploi de la série des prix pour l'évaluation des métrés. — Chaque paragraphe décrit un ouvrage de fumisterie et se réfère à l'article correspondant de la Série centrale des Architectes (Edition 1949). — O. 196-59.

B-2785. Guide de thermométrie. — Méthodes. Réalisations des mesures. — Goux (Cl.); Edit.: Eyrolles, 61, bd Saint-Germain, Paris, Fr. — Gauthier-Villars, 55, quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (16 × 25 cm), 232 p., 28 fig., 13 réf. bibl. — F 2 840. — La mesure des températures peut être considérée comme l'une de celles qui présentent le plus de difficultés pour être menées à bien. — L'objet du présent ouvrage est de conseiller l'ingénieur non spécialisé et de le mettre en garde contre certaines méthodes défectueuses fort répandues. — Un tableau d'ensemble des méthodes de mesures courantes fixe le principe de chacune d'elles. Une étude des échelles de température rappelle les bases scientifiques de la thermométrie. Elle définit l'échelle internationale de température dans toute sa rigueur et met en relief les difficultés des mesures de précision. — Une partie importante de l'ouvrage a été consacrée aux méthodes de mesure à retenir dans différents cas déterminés. L'étude se termine sur l'examen des causes d'erreurs, des dispositions à prendre pour les éviter, et des corrections. — O. 215-59.

B-2786. Guide pratique pour l'utilisation du tube d'acier. 1959. — Edition de la Chambre syndicale des Fabricants de Tubes en Fer et en Acier, 37, av. George-V, Paris, Fr. (1959), 1 vol. (13,5 × 21 cm), 218 p., 120 fig. — Caractéristiques et domaines d'utilisation des tubes d'acier pour distributions d'eau et de gaz; branchements domiciliaires souterrains sous la voie publique; conduites d'évacuation; descentes d'eaux pluviales; tuyaux de chute et de ventilation; canalisations électriques. Moyens d'exécution; outillage nécessaire; travaux de serrurerie. — O. 230-59.

B-2787. Entretien et construction en usine. L'organisation du service. — PÉRIER (A.) Editions de l'Entreprise moderne, 4, rue Cambon, Paris, 1<sup>er</sup>, Fr. (1959), 1 vol. (21 × 27 cm), 310 p., nombr. fig., F 3 900. — Rôle, coût et importance du service Entretien. Travaux de service. Détection et prévision des travaux; demande et enregistrement; étude et préparation du travail; établissement des programmes; exécution des travaux; contrôle. — Question de personnel. Achats, stocks et magasin. Comptabilité. Rôle fonctionnel. En annexe : 44 fiches, schémas et tableaux de travail. — O. 245-59.

B-2788. Le tube d'acier en construction métallique et serrurerie. — Vallourec, 6, rue Daru, Paris, Fr. (juin 1959), 2<sup>e</sup> édit., Notice n° 1101, 1 vol. (21 × 27 cm), 92 p., nombr. fig. — Caractères particuliers du tube d'acier dans la construction et la serrurerie; caractéristiques mécaniques des tubes; méthodes d'assemblage; exemples d'utilisation; fermes de comble de différentes portées. — E. 59556.

B-2789. Comptes rendus du Quatrième Congrès de l'Association internationale des Distributions d'Eau, Bruxelles 24-31 mai 1958 (International water supply Association — Fourth Congress, Brussels 24th to 31st May 1958). — Assoc. internation. Distribut. Eau, Bruxelles (Assoc. nation. des Serv. d'Eau, 10, Sq. Ambiorix, Bruxelles, Belg.), 1 vol. (16,5 × 24 cm), 1184 p., nombr. fig., 2 pl. h.-t., Fb 525.

— Texte des rapports généraux sur : La lutte contre les odeurs et mauvais goûts des eaux de consommation (en anglais, résumé français). — L'utilisation des matières plastiques pour la confection des tuyaux et des appareils divers employés en distribution d'eau (en français, résumé anglais). — Prospection des eaux souterraines. — Puits et forages (en français, résumé anglais). — Problèmes que pose l'alimentation en eau potable dans les pays sous-développés (en anglais, résumé français). — Traitement de l'eau par « storage », coagulation et sédimentation (en français, résumé anglais). — Récents développements dans la construction des ouvrages de génie civil des distributions d'eau (barrages, réservoir, prises d'eau) (en français, résumé anglais). — Aspects légal et technique du contrôle public des eaux de consommation (en français, résumé anglais). — Texte des rapports du Comité technique sur : la protection des eaux de surface contre la pollution (en anglais, résumé français); marges de sécurité à prévoir dans les installations d'adduction et de distribution d'eau (en français, résumé anglais); corrosion et protection cathodique (en français, résumé anglais); — châteaux d'eau et réservoirs (en anglais, résumé français). — Texte de conférences faites sur l'énergie atomique et ses relations avec l'alimentation en eau (en anglais, résumé français); la fluoration (en anglais, résumé français). — Le texte des communications est suivi des discussions. — O. 232-59.

B-2790. La construction métallique. — Guide pour l'étude et les réalisations pratiques. II. (Der Stahlhochbau. — Ein Leitfaden für Studium und Praxis). KERSTEN (C.), TRAMITZ (W.); Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 6<sup>e</sup> édit., 1 vol. (15 × 21 cm), x + 278 p., 607 fig., nombr. réf. bibl., DM. 29.60. — Cette édition du volume II a été remaniée pour tenir compte de l'état actuel de la technique. — Une place plus importante a été faite à l'étude des dispositions permettant de réaliser des économies d'acier tant en usine que sur le chantier. — Le présent volume est principalement consacré à l'étude des ossatures des bâtiments métalliques; il comporte de nombreux exemples numériques. — Le chapitre I étudie les constructions en encorbellement (balcons, loggias, passerelles). — Le chapitre II traite des bâtiments à ossature métallique à plusieurs étages; le chapitre III des petits bâtiments métalliques. — Le chapitre IV donne une étude détaillée des divers types de fermes métalliques. — Le chapitre V traite des bâtiments industriels, des salles pour réunions sportives ou culturelles, des hangars. — Les chapitres suivants sont consacrés aux chemins de roulement, aux couvertures, aux impostes, escaliers, fenêtres, portes, ainsi qu'à l'étude des dispositions permettant des économies d'acier. — O. 207-59.

B-2791. Fondations superficielles et tassements des fondations (Flächengründungen und Fundamentsetzungen). Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1959), 1 vol. (21 × 29,5 cm) 80 p., 154 fig., 10 réf. bibl., DM. 18. — Commentaires pour l'application des normes allemandes DIN 4018, et 4019 (feuille 1). — Pour chacune des deux normes, explications détaillées, paragraphe par paragraphe, et exemples de calcul. — O. 193-59.

B-2792. Conférence du Congrès des fondations, Hambourg, 12 et 13 juin 1958 (Vorträge

der Baugrundtagung 1958 in Hamburg gehalten am 12. und 13. Juni). Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. All. (1959), 1 vol. (16 × 22,5 cm), vi + 250 p., 136 fig., nombr. réf. bibl., DM. 18. — Edit.: Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. — L'importance du port de Hambourg du point de vue de l'économie des transports. — Comportement sous charge horizontale des pieux partiellement encastrés dans le sol. — Calcul des oscillations de constructions à portiques. — Essais au cisaillement triaxial de terres à grains grossiers. — Barrages en terre et mécanique des sols. — Les problèmes de mécanique des sols dans la construction et l'étude du barrage en terre de l'Alpe de Göschenen (Suisse). — Expériences acquises avec les revêtements en béton asphaltique des barrages allemands. — Étude et exécution de l'étanchement du sol du barrage de Sylvenstein. — La poussée des terres sur les parois des puits. — Développement et importance des centrales à accumulation par pompage dans la production d'électricité. — Bases d'étude du renforcement des revêtements de pistes d'aéroports. — Résultats d'essais sur la constitution des filtres. — Construction d'un tunnel du métro au pied de la tour de l'église Saint-Pierre à Hambourg. — Quelques fondations et travaux de terrassement dans le port de Hambourg. — Les terrassements exécutés sans voie ferrée. — Examen à la loupe de sols à grains fins. — Études sur modèles des courants d'infiltration dans les digues. — Sondage optique dans le rocher et ses applications. — E. 59291.

B-2793. Poutres continues. Tableaux de calcul (Grinzi continue. Tabele de calcul). AVRAM (C. N.); Edit.: Editura tehnica, Str. Beldiman 2, Bucarest 1, Roum. (1959), 1 vol. (17 × 24 cm), 311 p., 202 fig., 33 réf. bibl. — Ouvrage destiné aux ingénieurs d'étude et aux étudiants des grandes écoles. — Dans une première partie, l'auteur expose brièvement la théorie générale des poutres continues, à moment d'inertie variable ou constant, et établit les formules nécessaires à la détermination des réactions, des efforts et des déformations dans une poutre soumise à des charges réparties ou concentrées, fixes ou mobiles. — La deuxième partie comprend des tables pour les poutres à moment d'inertie constant ou à moment d'inertie variable. — Une troisième partie présente une série d'exemples de calcul. — O. 227-59.

B-2794. Recherches sur les propriétés du béton et des constructions en béton armé (en russe). — Akad. Stroitel. Arkitekt. CP — Nauchno Isledovatel'skii Inst. Bétóna Gelezobétóna (NIJBE), U. R. S. S. (1959), n° 4, 1 vol. (15 × 23 cm), 334 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Texte de sept communications : Quelques propriétés mécaniques du béton que l'on retrouve dans le comportement des constructions en béton armé. — Le fluage du béton jeune. — Recherche sur le fluage du béton soumis à des charges élevées. — Influence des charges répétées sur le séchage et le compactage du béton. — Propriétés physiques du béton en relation avec les échanges de chaleur et d'humidité. — Recherches expérimentales sur la résistance des éléments comprimés en béton armé soumis à une charge excentrée. — Recherches sur les couvertures en dalles de béton armé. — O. 224-59.

(Reproduction interdite)



Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (37)

## RÉSERVOIRS ET CUVES EN BÉTON ARMÉ

### SOMMAIRE

	Pages.
Introduction, par M. L.-P. Brice .....	228
I. Cahier des charges, par la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé.....	229
II. Réservoirs rectangulaires en béton armé. Traduction d'une étude américaine par M. M. Adam .....	238
III. Tableaux et abaques concernant les plaques rectangulaires. Adaptation de M. R. Cloet.....	270
IV. Les réservoirs cylindriques. Étude par MM. P. Lebellet et R. Cloet.....	275

*Depuis la mise au point de cette étude nous avons eu à déplorer le décès de M. CLOET, Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, qui avait participé pour une grande part à sa rédaction.*

## INTRODUCTION

La construction de réservoirs à eau et de cuves à vin relativement petites est extrêmement répandue en France. Or, si la plupart de ces ouvrages sont excellents à tous points de vue, il en est certains qui laissent à désirer et qui même ont conduit à des déboires tels que l'Association générale des sociétés d'assurances contre les accidents et la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé ont jugé bon d'établir un Cahier des charges concernant l'ensemble de cette classe de réservoirs.

C'est ce Cahier des charges que nous publions ici et dans lequel le lecteur trouvera, plutôt que des innovations sur la construction des réservoirs, de nombreuses recommandations qui s'adressent, les unes au projeteur, les autres au constructeur et les dernières, qui ne sont pas les moins importantes, à l'utilisateur de ces ouvrages.

\* \* \*

À côté de ce Règlement, nous publions la traduction d'un article américain sur les cuves rectangulaires en béton armé, précédé d'un texte comparant les méthodes exposées avec celles habituellement employées en France. Il semble que, moyennant certaines précautions d'ordre pratique se rapportant par exemple à la disposition des aciers de répartition,

cette traduction puisse rendre de sérieux services dans nos bureaux d'étude. Pour être complets, nous donnons également les tableaux relatifs à la plaque rectangulaire soumise à une charge uniforme ou hydrostatique et une étude suivie de tableaux permettant d'apprécier les sollicitations de flexion qui s'exercent à la jonction d'une cuve cylindrique et de son radier ou de sa couverture dans le cas, fréquent en pratique, où la hauteur de la cuve, d'un diamètre moyen  $d$  et l'épaisseur  $e$  de sa paroi supposée uniforme, satisfont l'inégalité  $\frac{h^2}{ed} \ll 10$ .

\* \* \*

Enfin je ne voudrais pas terminer ces quelques lignes sur les réservoirs en béton armé, sans parler de la tendance actuelle à diminuer l'épaisseur du béton des parois, tout en rétrécissant en conséquence les mailles des nappes d'armatures, ce qui a pour effet de multiplier le nombre de fissures, mais aussi d'en diminuer sérieusement l'épaisseur : c'est en ce sens que la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé étudie actuellement un programme d'essais de réservoirs cylindriques, que nous espérons pouvoir réaliser prochainement dans le cadre de l'Institut de recherches appliquées du béton armé.

L. P. Brice.

### RÉSUMÉ

Le présent fascicule groupe en quatre titres une série de documents concernant le calcul et la mise en œuvre des réservoirs et des cuves en béton armé.

Le titre I reproduit un cahier des charges applicables à la construction des cuves et réservoirs en béton armé.

Le titre II donne la traduction d'un document américain ayant pour objet le calcul des sollicitations qui se produisent dans différents types de réservoirs rectangulaires mono ou multicellulaires. L'étude comporte deux parties dont la première est un exposé général et succinct de la méthode avec de nombreux tableaux numériques, tandis que la seconde est un ensemble d'exemples concrets se rapportant à des types de réservoirs couramment utilisés.

Le titre III concerne le calcul des plaques rectangulaires soumises à une pression hydrostatique : le paragraphe a) traite des plaques encastrées et donne sous forme de tableaux les résultats obtenus par Odley dans le calcul des moments fléchissants positifs ou négatifs; le paragraphe b) traite des plaques simplement appuyées et donne les résultats de Timoshenko, sous forme d'abaques et de tableaux.

Le titre IV après un exposé théorique, donne quelques formules et des tableaux numériques permettant d'apprécier les sollicitations de flexion qui s'exercent à la jonction d'une cuve cylindrique et de son radier ou de sa couverture dans le cas fréquent en pratique où la hauteur est faible par rapport au diamètre.

### SUMMARY

This publication groups four sections of documents concerning design and construction of reinforced concrete reservoirs and storage tanks.

Section I gives a specification for the construction of reinforced concrete reservoirs and storage tanks.

Section II is the translation of an American article on the subject of stress calculations for various types of single or multi-celled rectangular reservoirs. The article is divided into two parts: first a brief general description of the method which includes several numerical tables, and secondly, a series of actual examples of the various types of reservoirs currently in use.

Section III is devoted to the design calculations for rectangular plates subject to hydrostatic pressures. Paragraph a) covers fixed plates and gives a table showing the results obtained by Odley in the calculation of positive or negative bending moments. Paragraph b) deals with simply supported plates and gives tables and charts showing results obtained by Timoshenko.

Section IV, after a section on theoretical principles, gives a few formulas and numerical tables making it possible to estimate the bending stresses exerted at the junction of a cylindrical tank with its bottom or roof in the commonly encountered case where height is slight in comparison with the diameter.



## TITRE I

### CAHIER DES CHARGES

#### APPLICABLE A LA CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS ET CUVES EN BÉTON ARMÉ

établi par la Chambre Syndicale des Constructeurs  
en Ciment Armé

Le Cahier des charges a pour but de définir les règles de l'art pour la construction de cuves et réservoirs en béton armé de type courant (réservoirs à eau d'une contenance  $\leq 300 \text{ m}^3$ , cuveries avec un maximum de deux niveaux et une contenance totale de  $60 \text{ m}^3$ ).

Il complète les Règles B.A. 45 <sup>(1)</sup> en indiquant les conditions minima pour la construction, le calcul, l'exécution et l'entretien de tels ouvrages.

Le constructeur y trouvera une série d'indications, directement applicables, concernant les épaisseurs de paroi, les

moments à prendre en compte, les dispositions préconisées pour les armatures, la mise en place du béton, la disposition des pentes et des goussets, la qualité et la mise en place des enduits pour étanchéité. Par ailleurs, le lecteur y trouvera d'importantes directives concernant, l'exploitation de ces ouvrages, par exemple : leurs modes de mise en charge, les procédés de nettoyage, les essais, etc...

Ce Cahier des charges a été étudié, sur l'initiative de l'Association générale des sociétés d'assurances contre les accidents et de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, à la suite de certains défauts d'étanchéité survenus dans ces ouvrages et pour lesquels il était difficile de déterminer dans quelle mesure l'Assurance responsabilité decennale était applicable.

<sup>(1)</sup> Les règles B. A. 45 sont en cours de révision et la nouvelle édition paraîtra prochainement.

#### COMMISSION D'ÉTUDE ET DE RÉDACTION

Président : M. L. P. Brice, Vice-Président de la Commission d'Etudes Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé.

Membres : MM. Bourdin (*Association Générale des Assurances, section « Construction »*)  
Buisson (*Bureau Veritas*)  
Colliat (*Entreprise Borsari et Cie*).  
Decia, Représentant M. Brenier (*Bureau securitas*).  
Demay (*Sté le Ciment Armé Demay frères*).

Membres : MM. Duchaussoy (*Sté Gallodana*).  
Lacrosillière (*Union Syndicale des Entrepreneurs du Var*).  
Larbanet (*Entreprise Larbanet*).  
Lambert (*Association générale des Assurances section « Construction »*).  
Saillard (*Chambre syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*).  
Vidal (*Sté Méridionale d'Entreprise*).  
Vonrufs (*Entreprise Vonrufs et Latard*).  
Adam (*Chambre syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*).

## TABLE DES MATIÈRES

<b>0. But du présent Cahier des charges.....</b>	<b>231</b>	<b>2,12. Bases des calculs.</b>	
<b>1. Définition des ouvrages.....</b>	<b>231</b>	2,121. Calculs .....	233
1,1. Contenant .....	231	2,122. Phénomènes à prendre en compte.....	233
1,2. Contenu .....	231	2,123. Efforts dans les éléments des cuves.....	233
1,3. Esthétique .....	232	2,124. Epaisseur des éléments.....	234
1,4. Dispositifs de sécurité .....	232	<b>2,13. Exécution des ouvrages.</b>	
1,5. Aménagements géodésiques .....	232	2,131. Qualités du béton .....	234
<b>2. Conditions minima.....</b>	<b>232</b>	2,132. Armatures .....	234
2,1. Conditions minima pour le constructeur		2,133. Epaisseurs des éléments.....	235
2,11. Nature du béton armé.		2,134. Goussets et pentes.....	235
2,111. Ciment .....	232	2,135. Scellement et raccords.....	235
2,112. Agrégats .....	232	2,136. Joints de retrait.....	235
2,113. Armatures .....	233	2,137. Fondations .....	235
		2,138. Enduits et revêtements.....	235
		2,139. Affranchissement des cuves à vin.....	236
		2,1310. Protection contre la gelée.....	236
		2,2. Conditions d'exploitation des cuves et réservoirs	236
		<b>3. Essais.....</b>	<b>237</b>

## AVANT-PROPOS

### ASSURANCE DE RESPONSABILITÉ DÉCENNALE

La garantie apportée par les Assureurs aux entreprises titulaires de polices type « Individuelle de base, Effondrement et Responsabilité décennale », est subordonnée aux qualifications de l'assuré à des conditions techniques.

Les travaux de construction de cuves et réservoirs à vin et à eau ressortent de la technique du béton armé (qualifications principales 131, 132, ou 133) et de techniques spéciales (qualification « précontraint » 1354).

L'importance des ouvrages bénéficiant de l'assurance doit donc être appréciée en fonction de la qualification principale : une entreprise titulaire de la qualification 133 est exclusivement garantie pour les ouvrages de type courant (article 0,1 du Cahier des charges pour réservoirs de la *Chambre syndicale des Constructeurs en Ciment armé de France et de l'Union française*).

Les qualifications précédentes du point de vue des polices d'assurance type « Individuelle de base, Effondrement et Responsabilité décennale » entraînent seulement la garantie de résistance et stabilité.

La garantie étanchéité est subordonnée aux conditions ci-après :

a) comme précédemment indiqué l'entreprise doit rester dans la limite des compétences définies par sa qualification de base, et posséder la qualification 1352 *b* ou *c*, correspondant aux travaux dont il s'agit ;

b) elle doit solliciter l'insertion d'une clause spéciale aux conditions particulières des polices individuelles de base en s'engageant à réaliser les travaux en respectant les conditions minima du Cahier des charges.

La garantie entre en vigueur après exécution d'essais d'étanchéité satisfaisants dans les conditions prévues par l'article 3 du Cahier des charges et couvre les travaux pour lesquels l'entrepreneur peut valablement opposer aux propriétaires les conditions normales d'exploitation visées par l'article 2,2 du Cahier des charges.

Les tolérances admises pour les essais, article 3, doivent également pouvoir être opposées aux propriétaires et demeurer normalement valables pendant la période de responsabilité décennale.

Les revêtements verrés demeurent exclus des garanties.



## NOTATIONS

$A$  : Allongement à la rupture (%) de l'acier;  
 $b'$  : Largeur de la tranche d'élément de paroi considérée;  
 $e$  : Epaisseur de la paroi;  
 $M$  : Moment de flexion dans la paroi par unité de largeur ou de hauteur;  
 $m$  : Coefficient d'équivalence ( $m = 15$ );  
 $N$  : Effort de traction sur la paroi, par unité de hauteur ou de largeur;  
 $n'_e$  : Limite élastique de l'acier ( $\text{kg/mm}^2$ );

$p$  : Pression du liquide au point envisagé;  
 $n'_r$  : Contrainte de rupture de l'acier ( $\text{kg/mm}^2$ );  
 $n'_b$  : Contrainte de traction du béton, calculée en utilisant la section homogénéisée;  
 $R'_b$  : Contrainte de traction admissible du béton ( $\text{kg/cm}^2$ );  
 $R'_a$  : Contrainte de traction admissible de l'acier ( $\text{kg/mm}^2$ );  
 $\omega'$  : Section d'acier tendu;  
 $r$  : Rayon d'un réservoir cylindrique.

## TEXTE

## 0. But du présent Cahier des charges.

0,1. Le présent Cahier des charges a pour but de définir les règles de l'art pour la construction d'ouvrages de type courant et, en ce sens, complète les Règles B. A. 45<sup>(1)</sup>. Il concerne :

- les réservoirs à eau;
- les cuves à vin destinées à conserver dans le temps la même espèce de vin (coopératives agricoles...).

0,2. Il ne donne que des conditions minima pour :

- la construction;
- le calcul;
- l'exécution;
- l'entretien des dits ouvrages.

## 1. Définition des ouvrages.

1,1. *Ouvrages en béton armé*, avec enduit de revêtement en mortier de ciment.

Les cuves à vin seront toujours situées à l'abri des agents extérieurs.

1,2. *Contenu*.

- eau;
- vin, dont la teneur en anhydride sulfureux libre est inférieure à celle définie en 2,2;
- vin doux dont la teneur en sucre (sucre naturel ou incorporé) ne dépasse pas 20 g par litre.

<sup>(1)</sup> Voir renvoi page 229.

## COMMENTAIRES

On considère comme ouvrages de type courant, ceux ayant une capacité maximum d'environ :

Pour l'eau ..... 300 m<sup>3</sup>  
 Pour le vin

— s'il s'agit d'une cuverie simple avec au maximum deux niveaux de cuves ..... 60 m<sup>3</sup> au total  
 — s'il s'agit d'une cuve indépendante destinée à la conservation du vin ..... 200 m<sup>3</sup>

Les règles édictées par le présent Cahier des charges (concernant, notamment, la qualité des matériaux, leur mise en œuvre, la protection des ouvrages contre la gelée et les intempéries, les conditions d'exploitation et d'essai des cuves et réservoirs) sont entièrement applicables aux constructions dont la capacité est supérieure à celle des ouvrages de type courant, définis ci-dessus, — ces constructions de type non courant pouvant être édifiées par les entreprises titulaires de l'une des qualifications 131 hors classe — 131 ou 132.

Les entreprises titulaires de l'une de ces qualifications sont éventuellement susceptibles d'adopter, dans les limites des Règlements en vigueur concernant les ouvrages en Béton armé, des conditions de calcul différentes de celles visées au paragraphe 2,1 du présent Cahier des charges.

Dans ce cas, elles devront pouvoir justifier par des références et par leur expérience personnelle, ou par un avis favorable d'un organisme de contrôle qualifié, que les constructions sont susceptibles de satisfaire aux conditions de réception définies par le présent Cahier des charges.

Il faut donc prévoir une enveloppe protégeant ces cuves de toutes parts.

Les vins, dont la teneur en sucre est supérieure à 20 g par litre, exigent des cuves à revêtements spéciaux qui sortent du cadre des ouvrages visés par le présent Cahier des charges.

### 1,3. Esthétique.

- aspect satisfaisant dans le paysage ;
- sincérité de l'expression.

### 1,4. Dispositifs de sécurité.

Sont à prévoir en ce qui concerne :

#### 1,41. L'ouvrage lui-même :

- surpression ;
- dépression ;
- dissymétrie des efforts ;
- ventilation.

#### 1,42. L'utilisateur :

- accès ;
- entretien ;
- manœuvre.

### 1,5. Aménagements géodésiques.

(Réservoirs en élévation.)

L'Institut national géographique décide, d'après la situation du réservoir, si l'on doit ou non prévoir ces aménagements qui seront exécutés conformément à la note technique n° 2 909 IGN-C du 4 juillet 1956 disponible à l'Institut géographique national, Deuxième Direction, 114, Avenue Kléber, Paris (16<sup>e</sup>).

*Trop-plein, vidange évitant les eaux mortes, ventouses d'aération, protection contre le soleil, conception saine des calculs et des formes....*

*Échelles, paliers, passerelles, trous d'homme, garde-corps...*

*Cette note prévoit au sommet du château d'eau en élévation une terrasse dégagée et accessible permettant le stationnement d'un appareil de visée ou une série de fenêtres offrant la possibilité de faire des visées sur un tour d'horizon. ,*

*Cette note prévoit également la possibilité d'installer une mire au sommet et dans l'axe du réservoir.*

## 2. Conditions minima.

### 2,1. Conditions minima pour le constructeur.

#### 2,11. Nature du béton armé.

Le gros œuvre doit, en principe, constituer par lui-même un élément pratiquement étanche et pour cela, le béton doit avoir la compacité optimum et la résistance compatible avec les conditions de réalisation.

Pour parer aux irrégularités toujours possibles, un enduit d'étanchéité est généralement appliqué sur la face interne du réservoir.

*La granulométrie et le dosage du béton doivent permettre l'enrobage total des agrégats et des armatures lors de la mise en place, tout en assurant la compacité nécessaire à l'étanchéité, ainsi que la résistance mécanique du béton.*

#### 2,111. Ciment.

Il doit avoir :

- un retrait faible ;
- une résistance suffisante.

*Employer du ciment à prise-lente (C. F., C. P. A., C. P. B. 250/315). Proscrire le ciment H. R. I. et les ciments de fabrication très récente (ciments chauds) dont le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité. Il est d'ailleurs recommandé de stocker le ciment un certain temps sur chantier avant emploi.*

#### 2,112. Agrégats.

Ils doivent provenir de *roches stables* (inaltérables à l'eau, à l'air, au gel) ne contenant pas d'impuretés nuisibles au béton ou aux armatures. La composition granulométrique sera celle définie dans les Règles B. A. 45 (1).

*Impuretés susceptibles d'être mêlées aux agrégats :*

- résidus de charbon, argile en morceaux, matières organiques, éléments très fins en quantités supérieures à 2 %.

*Règles B. A. 45 (1), § 1,24 :*

*« La composition granulométrique de l'agrégat sera déterminée expérimentalement en vue d'obtenir la résistance escomptée avec le dosage prévu et une bonne imperméabilité indispensable à la conservation du béton et des armatures. Sauf indication expresse du Cahier des charges particulier, la grosseur de l'agrégat D, qui est, par définition, le diamètre exprimé en millimètres des trous circulaires de la passoire strictement suffisante pour laisser passer tout l'agrégat, est fixé à 25. »*

(1) Voir renvoi page 229.



**2,113. Armatures.**

Elles pourront être :

- en aciers Adx, définis par la norme A 35001 ;
- en aciers crénelés définis par la norme A 35008, ou en aciers à haute adhérence écrouis à froid.

Norme	Nuance	$n'_s$ kg/mm <sup>2</sup>	$n'_r$ kg/mm <sup>2</sup>
A 35001	Adx	—	33 — 50
A 35008 (crénelés)	40 BA	40	—

**2,12. Bases des calculs.**

Les calculs seront conduits conformément aux Règles B. A. 45 <sup>(1)</sup>.

**2,121. On calculera successivement les contraintes :**

- a) de la section totale homogénéisée pour laquelle on devra avoir :

$$n'_b \leq 18 \text{ kg/cm}^2$$

- b) de la section réduite homogénéisée selon la méthode classique, et pour laquelle on devra avoir :

$$n'_a \leq 10 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les armatures en acier doux ;}$$

$$n'_a \leq 14 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les armatures en acier à haute adhérence.}$$

**2,122. Sollicitations à prendre en compte dans les calculs.**

- charges variables et permanentes ;
- surcharges accidentelles ;
- vent...

**2,123. Efforts dans les éléments des cuves.**

Seules les cuves parallélépipédiques et cylindriques à fond plat sont ici envisagées.

En tout cas, lorsqu'une cuve ou un réservoir comportera une coupole, il faudra rendre celle-ci indépendante des parois ou prévoir des renforcements capables d'assurer la résistance aux sollicitations résultant de la liaison des deux éléments.

**2,1231. Fond de cuves :**

- Fond reposant sur radier plein à même le sol résistant : il doit assurer les liaisons entre les parois et être calculé comme radier quand la cuve est à deux étages.
- Fond reposant sur murettes ou poteaux. On le calcule comme dalle encastrée sur son pourtour dans les parois latérales de la cuve.

**2,1232. Parois latérales :**

- Cuves cylindriques. La paroi calculée pour résister d'une part à l'effort de traction dû à la pression intérieure, d'autre part, au moment d'encastrement à la base.

Pour les parois fléchies, la condition  $n'_b \leq 18 \text{ kg/cm}^2$  rend pratiquement inutile toute vérification concernant  $n_b$  dans le calcul classique.

Éventuellement :

- Surpression et dépression prévues au Cahier des charges particulier.
- Variations de température et de pression pour les cuves à fermentation.

Dans le cas de cuves parallélépipédiques à deux niveaux dont les parois verticales ne se superposent pas, il y a lieu de tenir compte des charges isolées qui créent des contraintes supplémentaires.

Le fonctionnement en radier correspond soit au cas où les deux étages sont remplis, soit à celui où seul l'étage supérieur l'est.

On prendra le long d'une arête le moment d'encastrement le plus fort (celui du fond ou de la paroi selon le cas) et on armera l'arête et ses abords en conséquence.

Les moments calculés au centre sont à majorer de 25 % pour tenir compte des rotations possibles des arêtes.

Même remarque qu'en 2,1231 pour le calcul du moment d'encastrement à prendre en compte le long de l'arête.

Une valeur approchée de ce moment est donnée par la formule :  $M = \frac{per}{\sqrt{12}}$ .

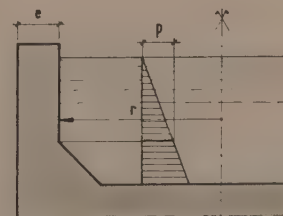


FIG. 1.

(1) Voir renvoi page 229.

— Cuves parallélépipédiques.

Les parois sont calculées comme dalles encastrées chargées hydrostatiquement (charge triangulaire).

De plus on prendra en compte les efforts de traction dus aux réactions mutuelles des parois orthogonales.

Les moments en travée sont à majorer de 25 % pour tenir compte des rotations possibles le long des arêtes.

## 2,1233. Couvertures.

On les calcule comme dalles encastrées sur le pourtour ou simplement appuyées selon qu'un joint entre parois verticales et couverture est ou non prévu.

## 2,124. Épaisseur des éléments.

Elle sera au moins égale à celle résultant de la prescription 2,121 a) ci-dessus.

## 2,13. Exécution des ouvrages.

### 2,131. Qualités du béton.

- granulométrie convenable;
- bonne mise en place, évitant nids de cailloux et vides;
- reprises soignées.

Les parois verticales appartenant à des cuves situées à un étage inférieur sont considérées comme ayant leurs quatre bords encastrés.

Les parois appartenant à un étage supérieur ou unique seront considérées comme encastrées à la base et sur les bords verticaux. Étant donné la légèreté de la couverture qui ne s'oppose pratiquement pas aux rotations possibles de ses bords, on ne tiendra pas compte d'encastres le long de ceux-ci pour les parois verticales.

La majoration de 25 % des moments au centre est également valable pour les couvertures.

On doit éviter de donner à des éléments travaillant dans des conditions analogues des inerties très différentes.

Il est recommandé de ne pas couler le béton sur plus de 3 à 4 m de hauteur sans précautions spéciales, afin d'éviter tout risque de ségrégation, surtout dans le bas des parois; de toute façon, le béton doit être conduit dans les coffrages lorsque la hauteur de coulage dépasse 1,50 m et, en aucun cas, le béton ne doit être jeté du haut des coffrages.

La résistance à la traction est un critère intéressant de la qualité du béton et des essais de traction par flexion sont vivement conseillés.

Le nombre de reprises est à diminuer au maximum; lors des reprises les surfaces seront nettoyées, mouillées et revêtues d'une couche de mortier (et non de barbotine).

## 2,132. Armatures.

— armatures de répartition minima :

Les quadrillages d'acier sur chacune des faces des parois mouillées auront des mailles de 20 cm au maximum.

Quel que soit le résultat des calculs, les armatures de répartition auront une section par unité de longueur (comptée dans le sens perpendiculaire à celui des armatures de répartition) au moins égale au quart de celle des armatures principales par unité de longueur (comptée dans le sens perpendiculaire à celui des dites armatures principales).

— armatures des parois au voisinage des portillons :

A renforcer pour tenir compte de ce que les parties de paroi en bordure des portillons doivent former chevêtres pour transmettre les pressions appliquées aux portillons.

— armatures d'angle :

Tous les angles sont à renforcer.

— Fixation :

Les armatures seront bien mises en place et rendues solides à l'aide d'aciers de montage appropriés. On les maintiendra rigoureusement en place pendant le bétonnage.

Proscrire toute armature susceptible de déterminer des poussées au vide (cf. schéma ci-contre).

D'une manière générale, les sections des armatures sont fonction de l'épaisseur des parois et des pressions supportées par celles-ci. La maille de 20 cm au maximum n'est citée qu'à titre indicatif, les écartements entre barres doivent être déterminés pour assurer la résistance et éviter les ouvertures excessives des fissures.

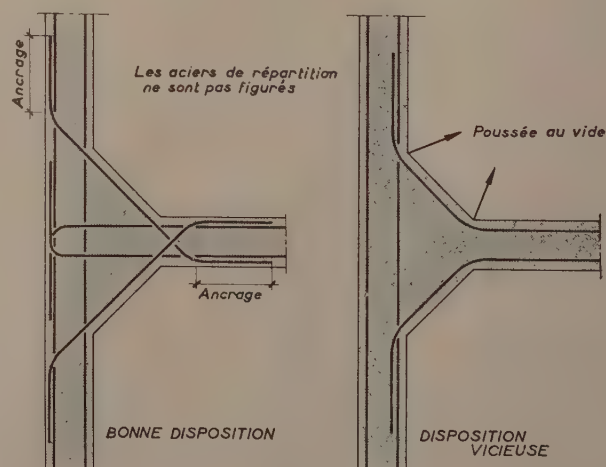


FIG. 2.



**2,133. Épaisseurs des éléments.**

- elles sont déterminées en 2,12, cependant elles ne seront pas inférieures à 12 cm en général.

Éléments	Épaisseur minimum
Fond sur radier plein .....	10 à 15 cm
Fond sur murettes ou poteaux :	
pour 2 à 3 m de portée et	
2 à 3 m de hauteur de liquide .....	12 à 16 cm
3 à 4,5 m de hauteur de liquide .....	16 à 22 cm
Parois pour une portée de 4,5 m :	
— jusqu'à 2 m de haut	12 cm
— de 2 m à 4,5 —	13 à 22 cm
Couvercle — portée de 4,5 m .....	10 à 12 cm

L'épaisseur des éléments est fonction de l'importance de l'ouvrage. En effet, si une paroi de 5 cm et moins est admissible pour un réservoir de 1 m<sup>3</sup>, il faut prendre 18 à 22 cm quand 3 à 4 m de liquide exercent leur pression sur la paroi pour qu'un bon béton puisse être considéré comme étanche.

**2,134. Goussets et pentes.**

- éviter les angles vifs aux raccordements et prévoir des goussets importants entre les radiers et les parois;
- pente des radiers :  
vin : 2 % dirigée vers une cuvette,  
eau : 1 % dirigée vers une cuvette;
- plafonds cintrés avec une contrepente afin d'assurer l'évacuation complète de l'air par la bonde.

- dimensions des goussets :  $\geq 15$  cm;
- les goussets seront exécutés en même temps que les radiers et le bas des parois.

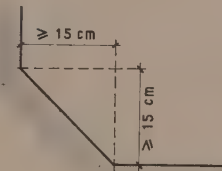


FIG. 3.

**2,135. Scellement et raccords.**

Tous les trous seront réservés au bétonnage et les raccords faits avant exécution des enduits.

**2,136. Joints de retrait.**

Espacements au plus égaux à 15 m.

**2,137. Fondations.**

- prendre les dispositions pour réduire les tassements au minimum compatible avec la bonne tenue de l'ouvrage;
- rendre indépendantes les fondations des réservoirs pouvant présenter des hauteurs de liquide différentes;
- rendre indépendantes des constructions voisines les fondations des réservoirs;
- prévoir les fondations en fonction du terrain;
- augmenter le coefficient de sécurité de 30 % par rapport aux constructions ordinaires, en multipliant les charges entrant en ligne de compte par 1,30.

Certains terrains rocheux pourront supporter des pressions atteignant 10 kg/cm<sup>2</sup>, tandis que sur d'autres terrains il faudra prévoir des radiers généraux ou même des puits : il s'agit là de cas d'espèces.

Lorsque le terrain est inconnu et qu'il s'agit d'ouvrages relativement importants, il est recommandé de procéder à une étude géotechnique préalable du sol de fondation.

**2,138. Enduits et revêtements.**

Leur but est de parfaire l'imperméabilisation des parois et de les protéger.

Nature : Mortier de ciment en deux couches, en principe dosé à 500 kg/m<sup>3</sup>.

On peut encore employer des plastifiants afin de faciliter la mise en œuvre du béton à condition qu'ils ne diminuent pas l'étanchéité de ce dernier.

La première couche forme dégrossi.

La deuxième couche forme l'enduit proprement dit.

Mise en œuvre.

On peut :

— soit attendre plusieurs mois que le béton du gros œuvre ait pris la presque totalité de son retrait et appliquer alors successivement les deux couches d'enduit;

— soit au contraire appliquer la première couche le plus tôt possible après le bétonnage, puis la seconde couche dans les mêmes conditions, et maintenir la cuve constamment humide ou mieux pleine, afin de réduire au maximum le retrait du béton.

De toute façon, les enduits doivent être appliqués sur une surface extrêmement propre et la seconde couche bien serrée.

### 2,139. Affranchissement des cuves à vin.

Dans le cas du vin, les cuves seront affranchies selon les usages.

### 2,1310. Protection contre la gelée :

À prévoir lorsqu'elle est nécessaire.

### 2,2. Conditions d'exploitation des cuves et réservoirs.

Ces conditions doivent faire partie des clauses du marché; à défaut elles doivent être notifiées par l'entreprise au Maître de l'œuvre et à l'utilisateur.

Il est expressément recommandé :

1. de remplir et maintenir la cuve ou le réservoir plein, dès qu'il est prêt à recevoir du liquide, ou tout au moins de le maintenir humide;

2. de maintenir la cuve ou le réservoir humide en cours d'exploitation;

3. d'éviter les fausses manœuvres (surpressions et dépressions supérieures à celles prévues au cahier des charges particulier, lorsqu'il en existe un);

4. d'éviter les variations trop brusques de température;

5. de proscrire tout usage anormal des récipients;

6. pour les cuves à vin, de maintenir la teneur en  $\text{SO}_2$  libre en deçà de 0,2 g par litre, et la teneur en sucre (cf. § 1,2) en deçà de 20 g par litre, à moins qu'il ne soit spécifié que l'enduit ou le revêtement puissent supporter des teneurs plus grandes;

Cette première méthode paraît être la plus rationnelle et devrait donner les meilleurs résultats pour éviter presque totalement les fissurations, malheureusement elle exige des délais rarement réalisables dans la pratique.

Cette méthode, plus couramment utilisée, doit l'être avec grand soin, surtout au point de vue de la permanence de l'humidité dans les ouvrages.

Le lissage de la seconde couche avec un feutre est recommandé, ainsi que la pose sur cette couche d'un mortier bitumineux inodore, à condition que ce produit soit agréé par la Station Centrale de recherches sur l'œnologie, la Cidrerie et le jus de fruits (avenue du Général de Gaulle, Narbonne).

L'affranchissement des cuves consiste en un badigeonnage de celles-ci avec un produit à base de fluosilicate de magnésie ou d'acide tartrique. Ce badigeonnage provoque une pétrification du ciment empêchant la formation de flore cryptogamique ainsi que l'attaque du ciment par le vin au détriment de ce dernier, qui se trouble ou « casse », surtout si le ciment présente une forte teneur en fer.

Cette protection sera assurée pour les réservoirs à eau par :

— de la terre végétale;

— un espace vide;

— de la laine de verre ou tout autre isolant.

L'épaisseur de la protection sera déterminée par une étude de conductibilité thermique, de sorte que par un froid de  $-15^\circ$ , l'eau étant à  $+10^\circ$ , il n'y ait gel qu'au bout de 48 heures et ce, sans renouvellement de l'eau. Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif pour la région parisienne et sont à déterminer dans chaque cas particulier suivant le climat local.

On peut maintenir l'ouvrage humide, en le remplissant partiellement et en bouchant toutes ses ouvertures. Le constructeur ne peut répondre des fissures de retrait, susceptibles de se produire dans une cuve ou dans un réservoir non maintenu humide.

Par exemple :

— Dépressions par pompage sur cuve fermée.

— Surpressions dues aux fermentations.

En particulier pour le logement de vins sortant d'un appareil frigorifique ou d'un pasteurisateur.



7. d'interdire les nettoyages et détartrages :

- au burin,
- au chalumeau,
- avec des produits agressifs ;

8. d'entretenir l'enduit ; cet entretien n'est pas à la charge de l'entrepreneur.

### 3. Essais.

Les essais d'étanchéité seront faits dès achèvement des enduits intérieurs ou mieux auparavant, et ce, sous la pression maxima.

Les fuites seront constatées contradictoirement et leurs mesures devront se faire au plus tôt quinze jours après le remplissage.

Dans le cas des réservoirs d'eau, ces fuites ne devront pas dépasser, compte tenu des variations de température et de l'évaporation, une moyenne annuelle de  $250 \text{ cm}^3/\text{jour}/\text{m}^2$  de paroi.

Les cuves seront déclarées étanches s'il n'y a pas de pertes supérieures à celle indiquée ci-dessus, sauf réserve justifiée de la part du client.

Dans le cas des cuves à vin, ces pertes devront être pratiquement négligeables.

*Il est signalé que le tartre n'adhère pas sur certains mortiers bitumineux inodores (cf. § 2, 138), mais que ceux-ci pour être employés doivent être agréés par la Station Centrale de recherches sur l'œnologie, la Cidrerie et le jus de fruits.*  
Toutes précautions devront être prises pour ne pas détériorer l'enduit.

*Il est avantageux de faire, si possible, les essais avant l'exécution des enduits, car ;*

1. les installations d'amenée et d'évacuation sont faites avant les enduits.

2. les parties faibles de l'ossature sont mises en évidence par d'éventuelles fuites.

3. si les fissures permanentes se produisent, on peut encore les faire disparaître avant l'application des enduits.

4. le béton est alimenté en eau et gonfle.

*Cette condition peut être considérée comme remplie si l'on ne constate pas de fuite apparente du réservoir à eau, une simple tache humide n'étant pas considérée comme une fuite.*

*Une perte journalière maximum d'environ  $1 \text{ l}/100 \text{ hl}$  et une perte moyenne annuelle de  $0,50 \text{ l}/\text{jour}/100 \text{ hl}$ , sont considérées comme négligeables.*

# TITRE II

## RÉSERVOIRS RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

Traduction d'une étude américaine, par M. ADAM, Ingénieur E. C. P.

### TABLE DES MATIÈRES

Notations .....	238	Réservoirs comportant plusieurs cellules.	
Avant-propos .....	239	VII. Calcul des réservoirs comportant plusieurs cellules.	262
Exposé des méthodes.		VIII. Réservoir comportant deux cellules séparées par une cloison centrale parallèle au grand côté.....	263
I. Introduction .....	241	IX. Réservoir comportant deux cellules séparées par cloison centrale parallèle au petit côté.....	265
II. Calcul des moments de flexion.....	241	X. Réservoir comportant quatre cellules.....	266
III. Calcul des efforts tranchants.....	253	XI. Dalle de couverture pour réservoir comportant quatre cellules.....	267
Exemples.		Dispositions particulières.	
Réservoirs monocellulaires.		XII. Parois de réservoirs à contreforts.....	268
IV. Calcul d'un réservoir monocellulaire à ciel ouvert.	256	XIII. Détails des arêtes inférieures .....	268
V. Calcul d'un réservoir monocellulaire fermé.....	259		
VI. Calcul de la dalle de couverture et de la dalle de fond.	261		

### NOTATIONS

$a, b, c$	dimensions intérieures d'une cellule	$m$	coefficient d'équivalence
$b' (*)$	largeur d'une bande de paroi étudiée	$N$	effort normal à la section étudiée (traction ou compression)
$C_a, C_b, C_{sa}^{**}$	coefficients pour le calcul des dalles rectangulaires	$n'_a$	contrainte de traction des armatures
$d' (*)$	distance du centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus tendue de la section	$n_b$	contrainte de compression du béton
$K$	coefficient de moment (défini dans le ch. VII)	$n'_b$	contrainte de traction du béton
$f' (*)$	excentricité des armatures tendues (cf. fig. 3 bis)	$n_0$	résistance à la compression du béton (est suivie, en indice, de l'âge en jours du béton lors de l'essai et du type d'éprouvette essayée : cube, cylindre)
$h (*)$	épaisseur totale d'une paroi	$\pi$	périmètre total des barres de la section considérée
$h_1 (*)$	épaisseur utile d'une paroi (distance du centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus comprimée)	$R'$	contrainte de traction admissible de la section homogénéisée
$k_1 (*)$	$k_1 = \frac{\alpha_1}{2} \left( 1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) n_b = \frac{M}{b'h_1^2}$	$R'_a$	contrainte de traction admissible des armatures
$k'_1 (*)$	$k'_1 = \frac{1}{\gamma_1 n_a} = \frac{\omega' h_1}{M}$	$R_b$	contrainte de compression admissible du béton
$L$	coefficient de moment (défini dans le chap. VII)	$R'_b$	contrainte de traction admissible du béton
$M$	moment de flexion	$R$	coefficient de réduction pour le calcul de dalles continues **
$M_x, M_y, M_z$	moments de flexion dans les directions $Ox, Oy, Oz$	$t_b$	contrainte de cisaillement admissible du béton
$M_r$	moment résistant	$R_d$	contrainte d'adhérence admissible
		$\delta$	poids spécifique du liquide entreposé; selon les cas (charge triangulaire ou uniforme) désigne un poids par unité de volume ou par unité de surface
		$Ox, Oy, Oz$	système de coordonnées (cf. schémas figurant sur les tableaux)
		$y_1$	distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

(\*) Ces notations ont les mêmes significations que dans le Formulaire du Béton Armé de MM. Chambaud et Lebellet.

(\*\*) Notation du code Américain du béton armé.



$z$  bras de levier du couple élastique (cf fig. 3 bis)

$$\alpha_1 (*) \quad \alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{n_a'}{mn_b}} = \frac{y_1}{h_1}$$

$$\gamma_1 (*) \quad \gamma_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = \frac{z}{h_1}$$

$\omega_1'$  pourcentage d'acier rapporté à l'épaisseur utile  
 $\varnothing$  diamètre des armatures  
 $\omega' (*)$  section des armatures tendues dans la section considérée

(\*) Cf. nota page précédente.

## AVANT-PROPOS

Il nous a semblé intéressant de présenter au lecteur, en même temps que le *Cahier des charges pour Réservoirs et Cuves en béton armé*, la traduction d'une étude américaine concernant les réservoirs rectangulaires.

On trouvera dans cette traduction une méthode pour calculer les sollicitations qui se produisent dans différents types de réservoirs rectangulaires.

L'étude traduite comporte essentiellement deux parties dont la première est un exposé général et succinct de la méthode de calcul tandis que la deuxième est un ensemble d'exemples concrets se rapportant à des types de réservoirs couramment utilisés : réservoirs couverts ou non, comportant une ou plusieurs cellules accolées.

Nous nous bornerons dans cet avant-propos à faire ressortir les particularités de conception ou de calcul relevées dans les exemples traités et de les comparer aux méthodes conseillées dans le *Cahier des charges pour Réservoirs et Cuves en béton armé*.

### VALEURS NUMÉRIQUES RELATIVES AUX EXEMPLES

Nous avons tenu à conserver toutes les valeurs numériques données dans les exemples, ce qui nous a conduits pour les longueurs et charges, primitivement exprimées en mesures anglaises, à des nombres qui ne sont pas toujours entiers en mesures métriques.

#### Béton

La contrainte de compression admissible pour le Béton est, aux U. S. A., une fraction de la résistance mesurée à 28 jours sur cylindres, alors qu'en France c'est une fraction de la résistance mesurée à 90 jours sur cubes.

Nous donnons, ci-dessous, un tableau de correspondance.

On admet généralement les relations suivantes :

$$\begin{cases} n_{0 \text{ cube}} = 1,25 n_{0 \text{ cyl}} \\ n_{0 90} = 1,23 n_{0 28} \end{cases}$$

d'où :

$$n_{0 90 \text{ cube}} = n_{0 28 \text{ cyl}} \times 1,54$$

Étant donné les dispersions dues à la nature même du béton, on peut considérer que les contraintes de compression admissibles sont les mêmes en Amérique et en France.

*Valeur du coefficient  $m$*  : Alors que les Règles B. A. 45 <sup>(1)</sup> admettent une valeur fixe  $m = 15$ , les Américains <sup>(2)</sup> font varier cette valeur de 15 à 6 quand la résistance à la compression du béton croît de 140 à 350 kg/cm<sup>2</sup>. Dans les exemples traités ici, nous avons :

$$n_{028} = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } m = 10.$$

Acier : La contrainte admise pour l'acier est :

$$R_a = 1\,400 \text{ kg/cm}^2.$$

### DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

#### 1. Parois.

Pour les valeurs numériques précisées ci-dessus, l'épaisseur d'une paroi est déterminée par les relations :

##### 1.1. Flexion.

Article traduit	Cahiers des charges pour cuves et réservoirs :
$M \leq k_1 b' h_1^2$	$M \leq \frac{R'}{6} b' h^2$ <sup>(3)</sup> dans le cas d'une traction relativement faible
avec	$\frac{R'}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ t/m}^2$
$k_1 = 166 \text{ t/m}^2$	
$h_1 = \text{épaisseur utile}$	$h = \text{épaisseur totale} = h_1 + d'$

Soit pour une bande de 1 m de largeur et avec  $d' = 0,05 \text{ m}$  :

$$\begin{aligned} h &\geq \sqrt{\frac{M}{166}} + 0,05 \text{ mètre} & h &\geq \sqrt{\frac{M}{30}} \text{ mètre (M en tm)} \\ h &\geq 0,078 \sqrt{M} + 0,05 & h &\geq 0,18 \sqrt{M} \end{aligned}$$

<sup>(1)</sup> Les Règles B. A. 45 sont en cours de révision. — La nouvelle édition paraîtra prochainement.

<sup>(2)</sup> Il s'agit du Code Américain du Béton Armé (équivalent de nos règlements dont une traduction résumée a été publiée dans la revue *Construction* (t. 12; n° 4, p. 91, mars 1957 et n° 6, p. 183, juin 1957). N. D. T.

<sup>(3)</sup> Cuves et Réservoirs § 2,1241.

Contraintes admissibles	FRANCE	(BA 45)	U. S. A.
	rapporté à l'essai sur cubes à 90 j.	rapporté à l'essai sur cylindres à 28 j.	rapporté à l'essai sur cylindres à 28 j.
Compression simple $R_b$	0,280 $n_{090}$	0,430 $n_{028}$	0,45 $n_{028}$
Traction simple $R'_b$	0,028 $n_{090}$	0,043 $n_{028}$	0,03 $n_{028}$
Cisaillement $t_b$	0,014 $n_{090}$	0,021 $n_{028}$	0,02 $n_{028}$
Adhérence $t_d$	0,036 $n_{090}^*$	0,055 $n_{028}$	0,05 $n_{028}$

\* Règles B. A. 45 § 2,310 pour  $\varnothing = 19 \text{ mm}$ ,  $d_1 = 35 \text{ mm}$  et  $d_2$  très grand.

D'où le rapport des épaisseurs de paroi que nous pouvons exprimer en fonction du moment fléchissant :

$$y = \frac{h_F}{h_{USA}} = \frac{0,18 \sqrt{M}}{0,0178 \sqrt{M} + 0,05}$$

Ce rapport  $y$  est une fonction hyperbolique de  $\sqrt{M}$  variant de 1,4 à 2,3, quand le moment de flexion croît de 1 tm à l'infini (fig. a).

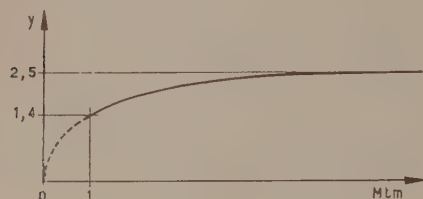


FIG. a.

Le Cahier des charges des Cuves et Réservoirs semble donc beaucoup plus prudent que le document américain en ce qui concerne les épaisseurs à adopter pour les parois.

## 1.2. Cisaillement.

Article traduit :

Cahier des charges pour cuves et réservoirs :

$$h_1 = \frac{8}{7} \frac{T}{t_b b'}$$

$$h_1 = \frac{1}{\gamma_1} z \text{ et } z = \frac{T}{t_b b'} (*)$$

avec pour  $n'_a/m/n_b = 1\,400/10/95 (**)$   
 $\gamma_1 = 0,865$

$$h_1 = 1,14 \frac{T}{t_b b'}$$

$$h_1 = 1,15 \frac{T}{t_b b'}$$

d'où le rapport des épaisseurs de paroi que nous pouvons exprimer en fonction du cisaillement :

$$y = \frac{h_F}{h_{USA}} = \frac{1,15 \frac{T}{t_b b'} + 5}{1,14 \frac{T}{t_b b'} + 5} = \frac{2,75 T + 5}{2,72 T + 5} \neq 1 \text{ pour toutes va-}$$

leurs positives de  $T$  (exprimé en t/ml).

Nous voyons que ce rapport est constant et égal à 1, que par conséquent, l'article traduit comme les Règles B. A. 45<sup>(1)</sup> utilisent, pour l'étude du cisaillement, des critères analogues.

Cependant, le Cahier des charges des Cuves et Réservoirs exige la présence de goussets dans les angles des réservoirs, ce qui est une sécurité supplémentaire au point de vue résistances aux diverses sollicitations auxquelles sont soumises les parois.

\* Règles B. A. 45 § 3,527 — 11 (béton sans armatures transversales).

\*\* 1 400 kg/cm<sup>2</sup>, 10 et 95 kg/cm<sup>2</sup>, sont les valeurs numériques adoptées pour  $n_a$ ,  $m$  et  $n_b$  dans l'article traduit.

<sup>(1)</sup> Voir renvoi page 229.

<sup>(2)</sup> Voir renvoi page 239.

## 2. Couvertures.

En recommençant l'étude de la dalle de couverture faite dans le chap. XI d'après les Règles B. A. 45<sup>(1)</sup>, on trouve des moments au centre plus forts que ceux adoptés par le document américain de 20 % environ, tandis que les moments sur appuis sont de 30 % plus faibles.

Cette différence peut s'interpréter par le fait que les Règles B. A. 45<sup>(1)</sup> tiennent implicitement compte des phénomènes d'adaptation, lesquels ont pour conséquence de diminuer les moments sur appui, tandis que les moments en travée augmentent : le Code Américain<sup>(2)</sup> est plus proche du calcul purement élastique.

Ainsi, la dalle du chapitre XI, dont l'épaisseur est ici imposée par le moment négatif sur la cloison centrale (9,9 tm/ml), l'aurait été, d'après les Règles B. A. 45<sup>(1)</sup>, par le moment en travée (7,2 tm/ml) pour les mêmes conditions de charges.

## DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

### 1. Liaison de la dalle de fond avec les parois verticales.

L'auteur de l'article étudié supprime les goussets imposés par le Cahier des charges des Réservoirs et Cuves au paragraphe 2,134.

L'obligation prescrite par le Cahier des charges d'exécuter des goussets en même temps que le radier et le bas des parois est dictée par la nécessité d'avoir un bon encastrement et d'éviter un cheminement préférentiel pour les fissures.

La solution préconisée dans l'exemple considéré comporte un joint articulé, elle exige un certain soin, mais offre en compensation de gros avantages au point de vue étanchéité. Son application fait l'objet du chapitre XIII.

Il semble que pour les cuves à vin un tel joint devrait être étudié en vue de rester chimiquement inerte à l'égard du liquide entreposé.

### 2. Armatures.

Une seule recommandation est faite à la fin du chapitre IV sur les armatures :

« Il est avantageux, mais non essentiel, de prendre un même diamètre pour toutes les barres. Il est également important de choisir le plus petit diamètre possible pour celles-ci car l'adhérence est alors bien meilleure. »

La première partie de cette recommandation est d'ordre pratique, la seconde est extrêmement importante pour l'étanchéité du réservoir, car plus les armatures seront nombreuses, plus la fissuration sera fine et répartie.

On trouve donc ici, dans une certaine mesure, l'équivalent du paragraphe 2,132 du Cahier des charges.

Le lecteur constatera toutefois qu'aucune restriction n'étant faite sur les aciers de répartition, ceux-ci sont parfois éloignés les uns des autres, c'est, en particulier, le cas des armatures verticales près des arêtes d'angle, dont la section est loin d'atteindre les 25 % des armatures horizontales très fortes en cet endroit.



## CHAPITRE PREMIER

## INTRODUCTION

La forme cylindrique est, au point de vue structure, celle qui s'adapte le mieux à la construction des réservoirs, mais, le plus souvent, on lui préfère la forme rectangulaire pour des raisons d'un autre ordre. Ainsi, lorsqu'il s'agit de construire plusieurs cellules indépendantes, les réservoirs rectangulaires, convenablement disposés, occupent moins de place que les réservoirs cylindriques de même capacité, d'où leur emploi dans les bâtiments.

D'autre part, les réservoirs circulaires s'accordent mal aux procédés employés dans certaines industries comme la brasserie, la tannerie ou la papeterie.

L'objet de cet article est de présenter une méthode de calcul pour les réservoirs rectangulaires dont les parois latérales sont soumises à une pression hydrostatique triangulaire. Cette méthode peut s'appliquer aux murs de soutènement à contreforts pour lesquels la poussée des terres sera remplacée dans les calculs par la pression hydrostatique, et au calcul des réservoirs cylindriques de grand diamètre dans lesquels la stabilité latérale est assurée par des contreforts solidaires de la paroi.

## CHAPITRE II

## CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION

Les moments de flexion aux divers points d'une paroi de réservoir peuvent se calculer à l'aide de coefficients que l'on trouvera dans les tableaux ci-après et que nous appellerons coefficients de moment.

**Parois indépendantes verticales.**

Ces coefficients de moment ont été calculés pour une paroi verticale indépendante et considérée comme ayant ses deux côtés verticaux encastrés; puis les coefficients ainsi obtenus ont été modifiés pour tenir compte d'une rotation possible de la paroi autour de ses bords verticaux.

Les bords verticaux étant encastrés, trois cas ont été envisagés concernant les deux autres bords de la paroi :

1. Bord supérieur articulé — Bord inférieur articulé;
2. Bord supérieur libre — Bord inférieur articulé;
3. Bord supérieur libre — Bord inférieur encastré.

Les tableaux I, II et III donnent respectivement les coefficients de moment pour ces trois cas. Dans ces tableaux, comme dans les suivants,  $a$  désigne la hauteur et  $b$  la largeur de la paroi; un point de la paroi est défini par ses coordonnées rapportées au système  $(x, y)$  dont l'origine est le milieu du bord supérieur, l'axe des  $y$  horizontal, l'axe des  $x$  vertical et dirigé vers le bas. Les coefficients de moment sont donnés pour les points situés sur les côtés, aux quarts et la moitié de ceux-ci, et pour une paroi dont le rapport  $\frac{b}{a}$  varie de 3 à 0,5.

On considère, pour les calculs, que les parois se comportent comme des plaques minces, cas traité dans les manuels tels que « la Théorie des plaques et des coques » de Timoshenko\*. Mais ces manuels ne donnent que peu de renseignements sur les coefficients de moment dans les cas particuliers traités ici, lesquels ont fait l'objet de nombreux calculs.

**Dalles de fond.**

Le tableau IV donne les coefficients de moment d'une plaque rectangulaire chargée uniformément et ayant ses quatre côtés articulés. Ce tableau sert au calcul des dalles de couverture et de fond pour un réservoir rectangulaire ne comportant qu'une seule cellule. Si la dalle de couverture a des supports intermédiaires, mais reste continue, on peut la calculer selon les méthodes de calculs applicables aux dalles reposant sur les quatre bords.

**Parois solidaires.**

Les coefficients donnés pour une paroi indépendante ayant ses bords verticaux encastrés s'appliquent sans modifications aux parois solidaires à condition qu'il ne puisse se produire de rotation le long des bords verticaux. Ainsi, pour un réservoir à base carrée, les coefficients de moment des tableaux I, II et III sont directement applicables. Mais, pour un réservoir à base rectangulaire, un réajustement des coefficients de moment est nécessaire, c'est ce réajustement qui a été fait pour les tableaux V et VI, à la lumière des modifications de moments d'encastrement dans un cadre calculé par la méthode de la répartition des moments.

Dans cette méthode, on commence par supposer qu'un artifice quelconque empêche l'arête commune à deux panneaux adjacents de tourner. En général, les moments d'encastrement le long de cette arête commune, donnés par les tableaux I, II et III, ne sont pas les mêmes pour les deux panneaux et leur différence, qui correspond à des moments non équilibrés, tend à faire tourner l'arête. Si l'on supprime l'artifice qui empêchait l'arête de tourner, cette différence fait apparaître des moments supplémentaires dans les panneaux. Les moments ainsi créés sont ajoutés aux moments d'encastrement le long de l'arête commune pour trouver les moments d'encastrement\* totaux lesquels doivent être égaux de part et d'autre de l'arête.

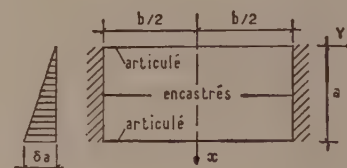
\* Ce cas est applicable aux réservoirs dont la paroi latérale, le contrefort et la paroi inférieure forment un ensemble monolithique.

\* Librairie Polytechnique Ch. Béranger, Paris/Liège, 1951.

TABLEAU I

## Coefficients de moment

pour des dalles soumises à des conditions diverses sur leurs côtés.



$$\text{Moment} = \text{Coefficient} \times \delta a^3.$$

$b/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,026	+ 0,011	— 0,008	— 0,039
	0,50	+ 0,057	+ 0,016	+ 0,044	+ 0,017	— 0,013	— 0,063
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,014	— 0,011	— 0,055
2,50	0,25	+ 0,031	+ 0,011	+ 0,021	+ 0,010	— 0,008	— 0,038
	0,50	+ 0,052	+ 0,017	+ 0,036	+ 0,017	— 0,012	— 0,062
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	— 0,011	— 0,055
2,00	0,25	+ 0,025	+ 0,013	+ 0,015	+ 0,009	— 0,007	— 0,037
	0,50	+ 0,042	+ 0,020	+ 0,028	+ 0,015	— 0,012	— 0,059
	0,75	+ 0,041	+ 0,016	+ 0,029	+ 0,013	— 0,011	— 0,053
1,75	0,25	+ 0,020	+ 0,013	+ 0,012	+ 0,008	— 0,007	— 0,035
	0,50	+ 0,036	+ 0,020	+ 0,023	+ 0,013	— 0,011	— 0,057
	0,75	+ 0,036	+ 0,017	+ 0,025	+ 0,012	— 0,010	— 0,051
1,50	0,25	+ 0,015	+ 0,013	+ 0,008	+ 0,007	— 0,006	— 0,032
	0,50	+ 0,028	+ 0,021	+ 0,016	+ 0,011	— 0,010	— 0,052
	0,75	+ 0,030	+ 0,017	+ 0,020	+ 0,011	— 0,010	— 0,048
1,25	0,25	+ 0,009	+ 0,012	+ 0,005	+ 0,005	— 0,006	— 0,028
	0,50	+ 0,019	+ 0,019	+ 0,011	+ 0,009	— 0,009	— 0,045
	0,75	+ 0,023	+ 0,017	+ 0,014	+ 0,009	— 0,009	— 0,043
1,00	0,25	+ 0,005	+ 0,009	+ 0,002	+ 0,003	— 0,004	— 0,020
	0,50	+ 0,011	+ 0,016	+ 0,006	+ 0,006	— 0,007	— 0,035
	0,75	+ 0,016	+ 0,014	+ 0,009	+ 0,007	— 0,007	— 0,035
0,75	0,25	+ 0,001	+ 0,006	+ 0,000	+ 0,002	— 0,002	— 0,012
	0,50	+ 0,005	+ 0,011	+ 0,002	+ 0,003	— 0,004	— 0,022
	0,75	+ 0,009	+ 0,011	+ 0,005	+ 0,005	— 0,005	— 0,025
0,50	0,25	+ 0,000	+ 0,003	+ 0,000	+ 0,001	— 0,001	— 0,005
	0,50	+ 0,001	+ 0,005	+ 0,001	+ 0,001	— 0,002	— 0,010
	0,75	+ 0,004	+ 0,007	+ 0,002	+ 0,001	— 0,003	— 0,014

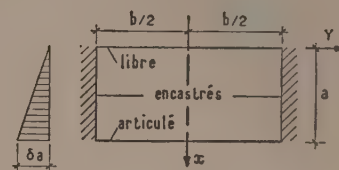
Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.



TABLEAU II

## Coefficients de moment

pour des dalles soumises à des conditions diverses sur leurs côtés.



$$\text{Moment} = \text{Coefficient} \times \delta a^3.$$

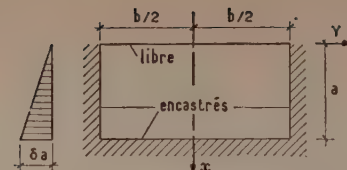
b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0	0	+ 0,070	0	+ 0,027	0	— 0,196
	0,25	+ 0,028	+ 0,061	+ 0,015	+ 0,028	— 0,034	— 0,170
	0,50	+ 0,049	+ 0,049	+ 0,032	+ 0,026	— 0,027	— 0,137
	0,75	+ 0,046	+ 0,030	+ 0,034	+ 0,018	— 0,017	— 0,087
2,50	0	0	+ 0,061	0	+ 0,019	0	— 0,138
	0,25	+ 0,024	+ 0,053	+ 0,010	+ 0,022	— 0,026	— 0,132
	0,50	+ 0,042	+ 0,044	+ 0,025	+ 0,022	— 0,023	— 0,115
	0,75	+ 0,041	+ 0,027	+ 0,030	+ 0,016	— 0,016	— 0,078
2,00	0	0	+ 0,045	0	+ 0,011	0	— 0,091
	0,25	+ 0,016	+ 0,042	+ 0,006	+ 0,014	— 0,019	— 0,094
	0,50	+ 0,033	+ 0,036	+ 0,020	+ 0,016	— 0,018	— 0,089
	0,75	+ 0,035	+ 0,024	+ 0,025	+ 0,014	— 0,013	— 0,065
1,75	0	0	+ 0,036	0	+ 0,008	0	— 0,071
	0,25	+ 0,013	+ 0,035	+ 0,005	+ 0,011	— 0,015	— 0,076
	0,50	+ 0,028	+ 0,032	+ 0,017	+ 0,014	— 0,015	— 0,076
	0,75	+ 0,031	+ 0,022	+ 0,021	+ 0,012	— 0,012	— 0,059
1,50	0	0	+ 0,027	0	+ 0,005	0	— 0,052
	0,25	+ 0,009	+ 0,028	+ 0,003	+ 0,008	— 0,012	— 0,059
	0,50	+ 0,022	+ 0,027	+ 0,012	+ 0,011	— 0,013	— 0,063
	0,75	+ 0,027	+ 0,020	+ 0,017	+ 0,011	— 0,010	— 0,052
1,25	0	0	+ 0,017	0	+ 0,003	0	— 0,034
	0,25	+ 0,005	+ 0,020	+ 0,002	+ 0,005	— 0,008	— 0,042
	0,50	+ 0,017	+ 0,023	+ 0,009	+ 0,009	— 0,010	— 0,049
	0,75	+ 0,021	+ 0,017	+ 0,013	+ 0,009	— 0,009	— 0,044
1,00	0	0	+ 0,010	0	+ 0,002	0	— 0,019
	0,25	+ 0,002	+ 0,013	+ 0,000	+ 0,003	— 0,005	— 0,025
	0,50	+ 0,010	+ 0,017	+ 0,005	+ 0,006	— 0,007	— 0,036
	0,75	+ 0,015	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,007	— 0,007	— 0,036
0,75	0	0	+ 0,005	0	+ 0,001	0	— 0,008
	0,25	+ 0,001	+ 0,008	0,000	+ 0,002	— 0,003	— 0,013
	0,50	+ 0,005	+ 0,011	+ 0,002	+ 0,004	— 0,004	— 0,022
	0,75	+ 0,010	+ 0,012	+ 0,006	+ 0,004	— 0,005	— 0,026
0,50	0	0	+ 0,002	0	+ 0,000	0	— 0,003
	0,25	+ 0,000	+ 0,004	+ 0,000	+ 0,001	— 0,001	— 0,005
	0,50	+ 0,002	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,002	— 0,002	— 0,010
	0,75	+ 0,007	+ 0,008	+ 0,002	+ 0,002	— 0,003	— 0,014

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

TABLEAU III

Coefficients de moment  
pour des dalles soumises à des conditions diverses sur leurs côtés.

$$\text{Moment} = \text{Coefficient} \times \delta a^3.$$



$b/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0	0	+ 0,025	0	+ 0,014	0	— 0,082
	0,25	+ 0,010	+ 0,019	+ 0,007	+ 0,013	— 0,014	— 0,071
	0,50	+ 0,006	+ 0,010	+ 0,008	+ 0,010	— 0,011	— 0,055
	0,75	— 0,033	— 0,004	— 0,018	— 0,000	— 0,006	— 0,028
	1,00	— 0,126	— 0,025	— 0,092	— 0,018	0	0
2,50	0	+ 0	+ 0,027	0	+ 0,013	0	— 0,074
	0,25	+ 0,012	+ 0,022	+ 0,007	+ 0,013	— 0,013	— 0,066
	0,50	+ 0,011	+ 0,014	+ 0,008	+ 0,010	— 0,011	— 0,053
	0,75	— 0,021	— 0,001	— 0,010	+ 0,001	— 0,005	— 0,027
	1,00	— 0,108	— 0,022	— 0,077	— 0,015	0	0
2,00	0	0	+ 0,027	0	+ 0,009	0	— 0,060
	0,25	+ 0,013	+ 0,023	+ 0,006	+ 0,010	— 0,012	— 0,059
	0,50	+ 0,015	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,010	— 0,010	— 0,049
	0,75	— 0,008	+ 0,003	— 0,002	+ 0,003	— 0,005	— 0,027
	1,00	— 0,086	— 0,017	— 0,059	— 0,012	0	0
1,75	0	0	+ 0,025	0	+ 0,007	0	— 0,050
	0,25	+ 0,012	+ 0,022	+ 0,005	+ 0,008	— 0,010	— 0,052
	0,50	+ 0,016	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,009	— 0,009	— 0,046
	0,75	— 0,002	+ 0,005	+ 0,001	+ 0,004	— 0,005	— 0,027
	1,00	— 0,074	— 0,015	— 0,050	— 0,010	0	0
1,50	0	0	+ 0,021	0	+ 0,005	0	— 0,040
	0,25	+ 0,008	+ 0,020	+ 0,004	+ 0,007	— 0,009	— 0,044
	0,50	+ 0,016	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,008	— 0,008	— 0,042
	0,75	+ 0,003	+ 0,000	+ 0,003	+ 0,004	— 0,005	— 0,026
	1,00	— 0,060	— 0,012	— 0,041	— 0,008	0	0
1,25	0	0	+ 0,015	0	+ 0,003	0	— 0,029
	0,25	+ 0,005	+ 0,015	+ 0,002	+ 0,005	— 0,007	— 0,034
	0,50	+ 0,014	+ 0,015	+ 0,008	+ 0,007	— 0,007	— 0,037
	0,75	+ 0,006	+ 0,007	+ 0,005	+ 0,005	— 0,005	— 0,024
	1,00	— 0,047	— 0,009	— 0,031	— 0,006	0	0
1,00	0	0	+ 0,009	0	+ 0,002	0	— 0,018
	0,25	+ 0,002	+ 0,011	+ 0,000	+ 0,003	— 0,005	— 0,023
	0,50	+ 0,009	+ 0,013	+ 0,005	+ 0,005	— 0,006	— 0,029
	0,75	+ 0,008	+ 0,008	+ 0,005	+ 0,004	— 0,004	— 0,020
	1,00	— 0,035	— 0,007	— 0,022	+ 0,005	0	0
0,75	0	0	+ 0,004	0	+ 0,001	0	— 0,007
	0,25	+ 0,001	+ 0,008	— 0,000	+ 0,002	— 0,002	— 0,011
	0,50	+ 0,005	+ 0,010	+ 0,002	+ 0,003	— 0,003	— 0,017
	0,75	+ 0,008	+ 0,007	+ 0,003	+ 0,003	— 0,003	— 0,013
	1,00	— 0,024	— 0,005	— 0,015	— 0,003	0	0
0,50	0	0	+ 0,001	0	+ 0,000	0	— 0,002
	0,25	+ 0,030	+ 0,005	— 0,000	+ 0,001	— 0,001	— 0,004
	0,50	+ 0,002	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,001	— 0,002	— 0,009
	0,75	+ 0,004	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,001	— 0,001	— 0,007
	1,00	— 0,015	— 0,003	— 0,008	— 0,002	0	0

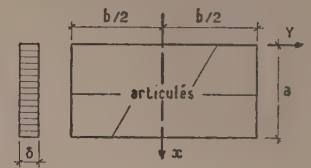
Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.



TABLEAU IV

Coefficients de moment  
pour des dalles soumises à des conditions diverses sur leurs côtés.

$$\text{Moment} = \text{Coefficient} \times \delta a^2.$$



b/a	x/a	y = 0		y = b/4	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,25	+ 0,089	+ 0,022	+ 0,077	+ 0,025
	0,50	+ 0,118	+ 0,029	+ 0,101	+ 0,034
2,50	0,25	+ 0,085	+ 0,024	+ 0,070	+ 0,027
	0,50	+ 0,112	+ 0,032	+ 0,092	+ 0,037
2,00	0,25	+ 0,076	+ 0,027	+ 0,161	+ 0,028
	0,50	+ 0,100	+ 0,037	+ 0,078	+ 0,038
1,75	0,25	+ 0,070	+ 0,029	+ 0,054	+ 0,029
	0,50	+ 0,091	+ 0,040	+ 0,070	+ 0,039
1,50	0,25	+ 0,061	+ 0,031	+ 0,047	+ 0,029
	0,50	+ 0,078	+ 0,043	+ 0,059	+ 0,040
1,25	0,25	+ 0,049	+ 0,033	+ 0,038	+ 0,029
	0,50	+ 0,063	+ 0,044	+ 0,047	+ 0,039
1,00	0,25	+ 0,036	+ 0,033	+ 0,027	+ 0,027
	0,50	+ 0,044	+ 0,044	+ 0,033	+ 0,036
0,75	0,25	+ 0,022	+ 0,029	+ 0,016	+ 0,023
	0,50	+ 0,025	+ 0,038	+ 0,018	+ 0,030
0,50	0,25	+ 0,010	+ 0,020	+ 0,007	+ 0,015
	0,50	+ 0,009	+ 0,025	+ 0,007	+ 0,019

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

On ne peut pas appliquer la méthode de répartition des moments aux parois de réservoirs solidaires d'une manière aussi simple qu'aux portiques et cadres, car il faut répartir les moments simultanément sur toute la longueur de l'arête en les égalisant de part et d'autre de celle-ci. Le problème a été simplifié, et approché dans une certaine mesure, en répartissant les moments sur cinq points seulement : les points se trouvant aux extrémités, aux quarts et au milieu de l'arête considérée. Les moments totaux des deux parois adjacentes ont été égalisés en ces cinq points et les moments au droit des divers autres points ont été corrigés en conséquence.

#### Réservoirs monocellulaires

C'est de cette façon que, pour les réservoirs à une seule cellule, les coefficients de moment des tableaux V et VI ont été calculés en tenant compte des conditions d'arêtes supérieure et inférieure précisées en tête de ces tableaux; ceux-ci ont été dressés pour un grand nombre de valeurs de  $\frac{b}{a}$  et  $\frac{c}{a}$ ,  $b$  étant la plus grande,  $c$  la plus petite des dimensions horizontales du réservoir. Les moments dans le sens vertical et dans le sens

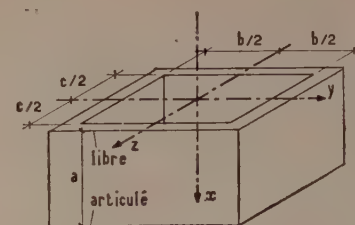
horizontal s'obtiennent en multipliant les coefficients donnés par  $\delta a^2$ ,  $\delta$  étant le poids spécifique du liquide. Il y a lieu de remarquer que le terme correspondant à la charge est  $\delta a^2$  pour les parois soumises à une pression hydrostatique triangulaire tandis qu'il est  $\delta a^2$  pour la dalle de fond (tableau IV) soumise à une pression uniforme. Ceci vient de ce que dans le premier cas  $\delta$  représente un poids par unité de volume et dans le second une charge par unité de surface.

Il existe une particularité concernant le moment d'encastrement horizontal au point le plus haut d'une arête verticale lorsque les parois latérales ont leur bord supérieur libre : le calcul de ce moment par les séries trigonométriques donne zéro comme valeur, alors que ce moment a, en fait, une valeur finie qui peut être très importante. Aussi, a-t-il été calculé par extrapolation. Ces calculs ont été vérifiés en traçant des courbes et en les étudiant, ce qui a donné des résultats satisfaisants; toutefois, il est probable que les coefficients de moments ainsi déterminés n'ont pas l'exactitude des autres résultats donnés dans les tableaux. Aux quarts du bord supérieur libre de la paroi on trouve le même phénomène qu'à ses extrémités, mais à un degré moins prononcé. Au milieu de ce bord, le coefficient de moment a été calculé et l'extrapolation n'a servi que de vérification.

TABLEAU V

Coefficients de moment  
pour un réservoir à ciel ouvert ayant ses parois articulées dans le bas.

Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .



$b/a = 3,0$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,027	0	— 0,196	0	+ 0,027	0	+ 0,070
	0,25	+ 0,028	+ 0,061	+ 0,015	+ 0,028	— 0,034	— 0,170	+ 0,015	+ 0,028	+ 0,028	+ 0,061
	0,50	+ 0,049	+ 0,049	+ 0,032	+ 0,026	— 0,027	— 0,137	+ 0,032	+ 0,026	+ 0,049	— 0,049
	0,75	+ 0,046	+ 0,030	+ 0,034	+ 0,018	— 0,017	— 0,087	+ 0,034	+ 0,018	+ 0,046	+ 0,030
2,50	0,00	0	+ 0,073	0	+ 0,033	0	— 0,169	0	+ 0,013	0	+ 0,057
	0,25	+ 0,028	+ 0,063	+ 0,016	+ 0,033	— 0,030	— 0,151	+ 0,009	+ 0,014	+ 0,022	+ 0,050
	0,50	+ 0,049	+ 0,050	+ 0,033	+ 0,029	— 0,025	— 0,126	+ 0,023	+ 0,017	+ 0,041	+ 0,043
	0,75	+ 0,046	+ 0,030	+ 0,037	+ 0,020	— 0,017	— 0,084	+ 0,029	+ 0,014	+ 0,040	+ 0,027
2,00	0,00	0	+ 0,075	0	+ 0,039	0	— 0,146	0	— 0,005	0	+ 0,031
	0,25	+ 0,029	+ 0,065	+ 0,017	+ 0,036	— 0,027	— 0,133	+ 0,002	— 0,002	+ 0,013	+ 0,032
	0,50	+ 0,050	+ 0,051	+ 0,035	+ 0,032	— 0,023	— 0,113	+ 0,016	+ 0,005	+ 0,030	+ 0,029
	0,75	+ 0,046	+ 0,031	+ 0,037	+ 0,021	— 0,016	— 0,078	+ 0,022	+ 0,008	+ 0,034	+ 0,020
1,75	0,00	0	+ 0,076	0	+ 0,041	0	— 0,137	0	— 0,018	0	+ 0,014
	0,25	+ 0,029	+ 0,065	+ 0,018	+ 0,038	— 0,025	— 0,125	— 0,003	— 0,012	+ 0,007	+ 0,018
	0,50	+ 0,050	+ 0,052	+ 0,036	+ 0,033	— 0,021	— 0,106	+ 0,011	— 0,003	+ 0,023	+ 0,020
	0,75	+ 0,046	+ 0,031	+ 0,037	+ 0,021	— 0,015	— 0,074	+ 0,018	+ 0,004	+ 0,027	+ 0,015
1,50	0,00	0	+ 0,077	0	+ 0,043	0	— 0,129	0	— 0,033	0	— 0,006
	0,25	+ 0,029	+ 0,066	+ 0,018	+ 0,039	— 0,024	— 0,118	— 0,007	— 0,024	+ 0,002	+ 0,004
	0,50	+ 0,050	+ 0,053	+ 0,037	+ 0,034	— 0,020	— 0,100	+ 0,005	— 0,012	+ 0,015	+ 0,010
	0,75	+ 0,046	+ 0,031	+ 0,038	+ 0,022	— 0,014	— 0,070	+ 0,013	— 0,000	+ 0,021	+ 0,010
1,25	0,00	0	+ 0,078	0	+ 0,045	0	— 0,122	0	— 0,052	0	— 0,031
	0,25	+ 0,030	+ 0,067	+ 0,019	+ 0,041	— 0,022	— 0,111	— 0,011	— 0,039	— 0,004	— 0,018
	0,50	+ 0,050	+ 0,054	+ 0,038	+ 0,035	— 0,019	— 0,095	— 0,000	0,022	+ 0,008	— 0,005
	0,75	+ 0,047	+ 0,032	+ 0,038	+ 0,023	— 0,014	— 0,068	+ 0,008	— 0,006	+ 0,016	+ 0,001
1,00	0,00	0	+ 0,079	0	+ 0,047	0	— 0,118	0	— 0,074	0	— 0,060
	0,25	+ 0,030	+ 0,067	+ 0,020	+ 0,043	— 0,021	— 0,105	— 0,015	— 0,056	— 0,010	— 0,042
	0,50	+ 0,051	+ 0,054	+ 0,038	+ 0,036	— 0,018	— 0,090	— 0,005	— 0,034	+ 0,001	— 0,022
	0,75	+ 0,047	+ 0,032	+ 0,038	+ 0,023	— 0,013	— 0,065	+ 0,003	— 0,014	+ 0,009	— 0,009
0,75	0,00	0	+ 0,079	0	+ 0,047	0	— 0,120	0	— 0,098	0	— 0,092
	0,25	+ 0,029	+ 0,066	+ 0,020	+ 0,042	— 0,021	— 0,107	— 0,020	— 0,079	— 0,016	— 0,070
	0,50	+ 0,051	+ 0,053	+ 0,037	+ 0,036	— 0,018	— 0,090	— 0,011	— 0,051	— 0,006	— 0,045
	0,75	+ 0,047	+ 0,031	+ 0,037	+ 0,022	— 0,013	— 0,066	— 0,002	— 0,025	+ 0,003	— 0,024
0,50	0,00	0	+ 0,078	0	+ 0,047	0	— 0,130	0	— 0,126	0	— 0,123
	0,25	+ 0,029	+ 0,065	+ 0,019	+ 0,042	— 0,023	— 0,115	— 0,024	— 0,105	— 0,022	— 0,101
	0,50	+ 0,050	+ 0,053	+ 0,035	+ 0,035	— 0,019	— 0,095	— 0,016	— 0,073	— 0,013	— 0,071
	0,75	+ 0,046	+ 0,031	+ 0,036	+ 0,021	— 0,014	— 0,068	— 0,007	— 0,040	— 0,004	— 0,042

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.



TABLEAU V (suite)

Coefficients de moment

pour un réservoir à ciel ouvert ayant ses parois articulées dans le bas.

Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .

$b/a = 2,5$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
2,50	0,00	0	+ 0,061	0	+ 0,019	0	— 0,138	0	+ 0,019	0	+ 0,061
	0,25	+ 0,024	+ 0,053	+ 0,010	+ 0,022	— 0,026	— 0,132	+ 0,010	+ 0,022	+ 0,024	+ 0,053
	0,50	+ 0,042	+ 0,044	+ 0,025	+ 0,022	— 0,023	— 0,115	+ 0,025	+ 0,022	+ 0,042	+ 0,044
	0,75	+ 0,041	+ 0,027	+ 0,030	+ 0,016	— 0,016	— 0,078	+ 0,030	+ 0,016	+ 0,041	+ 0,027
2,00	0,00	0	+ 0,065	0	+ 0,026	0	— 0,118	0	+ 0,003	0	+ 0,038
	0,25	+ 0,025	+ 0,055	+ 0,012	+ 0,027	— 0,023	— 0,113	+ 0,005	+ 0,006	+ 0,015	+ 0,037
	0,50	+ 0,043	+ 0,046	+ 0,028	+ 0,025	— 0,020	— 0,102	+ 0,018	+ 0,011	+ 0,032	+ 0,033
	0,75	+ 0,042	+ 0,028	+ 0,031	+ 0,018	— 0,014	— 0,070	+ 0,023	+ 0,011	+ 0,034	+ 0,022
1,75	0,00	0	+ 0,067	0	+ 0,030	0	— 0,108	0	— 0,006	0	+ 0,025
	0,25	+ 0,025	+ 0,057	+ 0,013	+ 0,030	— 0,021	— 0,104	+ 0,001	— 0,002	+ 0,010	+ 0,026
	0,50	+ 0,044	+ 0,047	+ 0,029	+ 0,027	— 0,019	— 0,096	+ 0,013	+ 0,004	+ 0,025	+ 0,025
	0,75	+ 0,043	+ 0,028	+ 0,033	+ 0,019	— 0,013	— 0,066	+ 0,019	+ 0,008	+ 0,029	+ 0,019
1,50	0,00	0	+ 0,068	0	+ 0,033	0	— 0,100	0	— 0,018	0	+ 0,008
	0,25	+ 0,026	+ 0,058	+ 0,014	+ 0,032	— 0,019	— 0,097	— 0,003	— 0,012	+ 0,004	+ 0,013
	0,50	+ 0,045	+ 0,047	+ 0,030	+ 0,029	— 0,018	— 0,089	+ 0,008	— 0,002	+ 0,017	+ 0,017
	0,75	+ 0,043	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,019	— 0,013	— 0,063	+ 0,015	+ 0,004	+ 0,024	+ 0,015
1,25	0,00	0	+ 0,069	0	+ 0,035	0	— 0,092	0	— 0,030	0	— 0,010
	0,25	+ 0,026	+ 0,059	+ 0,015	+ 0,034	— 0,018	— 0,089	— 0,006	— 0,024	— 0,002	— 0,003
	0,50	+ 0,045	+ 0,048	+ 0,031	+ 0,031	— 0,016	— 0,082	+ 0,003	— 0,012	+ 0,008	+ 0,007
	0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,020	— 0,012	— 0,059	+ 0,011	— 0,002	+ 0,018	+ 0,008
1,00	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,037	0	— 0,087	0	— 0,045	0	— 0,032
	0,25	+ 0,026	+ 0,060	+ 0,015	+ 0,036	— 0,017	— 0,083	— 0,010	— 0,036	— 0,008	— 0,021
	0,50	+ 0,046	+ 0,048	+ 0,031	+ 0,032	— 0,015	— 0,077	— 0,003	— 0,021	— 0,001	— 0,008
	0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,033	+ 0,021	— 0,011	— 0,056	+ 0,006	— 0,008	+ 0,011	— 0,000
0,75	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,038	0	— 0,082	0	— 0,062	0	— 0,055
	0,25	+ 0,025	+ 0,060	+ 0,015	+ 0,037	— 0,016	— 0,078	— 0,014	— 0,053	— 0,014	— 0,042
	0,50	+ 0,045	+ 0,047	+ 0,030	+ 0,032	— 0,014	— 0,071	— 0,008	— 0,035	— 0,009	— 0,025
	0,75	+ 0,043	+ 0,029	+ 0,033	+ 0,020	— 0,011	— 0,054	+ 0,002	— 0,016	+ 0,005	— 0,011
0,50	0,00	0	+ 0,069	0	+ 0,039	0	— 0,080	0	— 0,081	0	— 0,080
	0,25	+ 0,025	+ 0,059	+ 0,014	+ 0,038	— 0,015	— 0,075	— 0,019	— 0,072	— 0,019	— 0,068
	0,50	+ 0,044	+ 0,046	+ 0,028	+ 0,032	— 0,014	— 0,068	— 0,014	— 0,056	— 0,017	— 0,048
	0,75	+ 0,042	+ 0,028	+ 0,032	+ 0,019	— 0,010	— 0,052	— 0,003	— 0,030	— 0,002	— 0,026

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

TABLEAU V (suite)

Coefficients de moment

pour un réservoir à ciel ouvert ayant ses parois articulées dans le bas.

 Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .

$b/a = 2,0$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
2,00	0,00	0	+ 0,045	0	+ 0,011	0	— 0,091	0	+ 0,011	0	+ 0,045
	0,25	+ 0,016	+ 0,042	+ 0,006	+ 0,014	— 0,019	— 0,094	+ 0,006	+ 0,014	+ 0,016	+ 0,042
	0,50	+ 0,033	+ 0,036	+ 0,020	+ 0,016	— 0,018	— 0,089	+ 0,020	+ 0,016	+ 0,033	+ 0,036
	0,75	+ 0,036	+ 0,024	+ 0,025	+ 0,014	— 0,013	— 0,065	+ 0,025	+ 0,014	+ 0,036	+ 0,024
1,75	0,00	0	+ 0,048	0	+ 0,015	0	— 0,081	0	— 0,001	0	+ 0,032
	0,25	+ 0,017	+ 0,044	+ 0,007	+ 0,017	— 0,017	— 0,085	+ 0,003	+ 0,006	+ 0,012	+ 0,032
	0,50	+ 0,034	+ 0,038	+ 0,021	+ 0,019	— 0,017	— 0,083	+ 0,015	+ 0,011	+ 0,027	+ 0,029
	0,75	+ 0,036	+ 0,024	+ 0,025	+ 0,015	— 0,012	— 0,061	+ 0,020	+ 0,012	+ 0,031	+ 0,021
1,50	0,00	0	+ 0,050	0	+ 0,019	0	— 0,072	0	— 0,010	0	+ 0,018
	0,25	+ 0,018	+ 0,046	+ 0,008	+ 0,021	— 0,015	— 0,077	+ 0,000	— 0,002	+ 0,007	+ 0,020
	0,50	+ 0,035	+ 0,039	+ 0,022	+ 0,021	— 0,015	— 0,076	+ 0,009	+ 0,004	+ 0,020	+ 0,022
	0,75	+ 0,036	+ 0,025	+ 0,026	+ 0,016	— 0,012	— 0,058	+ 0,016	+ 0,008	+ 0,025	+ 0,017
1,25	0,00	0	+ 0,052	0	+ 0,023	0	— 0,064	0	— 0,021	0	— 0,000
	0,25	+ 0,019	+ 0,048	+ 0,009	+ 0,024	— 0,014	— 0,068	— 0,002	— 0,013	+ 0,001	+ 0,005
	0,50	+ 0,036	+ 0,041	+ 0,023	+ 0,023	— 0,014	— 0,069	+ 0,005	— 0,004	+ 0,011	+ 0,012
	0,75	+ 0,037	+ 0,025	+ 0,026	+ 0,017	— 0,011	— 0,054	+ 0,011	+ 0,002	+ 0,016	+ 0,011
1,00	0,00	0	+ 0,054	0	+ 0,027	0	— 0,058	0	— 0,037	0	— 0,023
	0,25	+ 0,019	+ 0,050	+ 0,010	+ 0,027	— 0,012	— 0,062	— 0,005	— 0,025	— 0,005	— 0,013
	0,50	+ 0,037	+ 0,042	+ 0,024	+ 0,025	— 0,013	— 0,064	— 0,000	— 0,015	+ 0,001	+ 0,000
	0,75	+ 0,037	+ 0,026	+ 0,027	+ 0,018	— 0,010	— 0,051	+ 0,006	— 0,006	+ 0,008	+ 0,004
0,75	0,00	0	+ 0,055	0	+ 0,030	0	— 0,058	0	— 0,049	0	— 0,044
	0,25	+ 0,018	+ 0,051	+ 0,011	+ 0,029	— 0,012	— 0,062	— 0,009	— 0,040	— 0,010	— 0,031
	0,50	+ 0,038	+ 0,043	+ 0,025	+ 0,026	— 0,012	— 0,062	— 0,005	— 0,029	— 0,007	— 0,015
	0,75	+ 0,037	+ 0,026	+ 0,027	+ 0,018	— 0,010	— 0,049	+ 0,002	— 0,015	+ 0,001	— 0,004
0,50	0,00	0	+ 0,054	0	+ 0,030	0	— 0,065	0	— 0,064	0	— 0,061
	0,25	+ 0,018	+ 0,052	+ 0,011	+ 0,029	— 0,014	— 0,068	— 0,012	— 0,056	— 0,014	— 0,051
	0,50	+ 0,038	+ 0,044	+ 0,025	+ 0,025	— 0,013	— 0,064	— 0,010	— 0,045	— 0,012	— 0,034
	0,75	+ 0,037	+ 0,026	+ 0,026	+ 0,017	— 0,010	— 0,050	— 0,003	— 0,026	— 0,004	— 0,018

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

### Réservoir souterrain.

Quand on construit un réservoir enterré, les parois latérales sont soumises aux pressions extérieure et intérieure pouvant provenir de la poussée des terres et des eaux souterraines. Les tableaux et les autres données présentés dans cet article peuvent s'appliquer pour des poussées exercées tant d'un côté que de l'autre des parois, il suffira de changer le signe des coefficients en changeant le sens des efforts. Dans les tableaux, la poussée est supposée triangulaire, ce qui peut ne pas être lorsque le réservoir est soumis à une pression extérieure.

Considérons, à titre d'exemple, un réservoir souterrain, avec, sur la dalle de couverture, un remblai donnant une répartition trapézoïdale de la poussée latérale des terres sur les parois; on obtient, dans ce cas, une assez bonne approximation dans les résultats en substituant un triangle de même surface au trapèze représentant la répartition réelle des charges. L'intensité de la charge est, dans ces deux cas, la même à mi-hauteur et, quand le mur est appuyé le long des arêtes supérieure et inférieure, l'écart entre le triangle et le trapèze à une influence relativement minime le long de ces arêtes et dans leur voisinage.



TABLEAU V (fin)

## Coefficients de moment

pour un réservoir à ciel ouvert ayant ses parois articulées dans le bas.

Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .

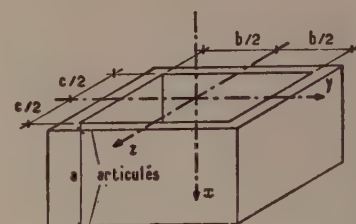
$b/a = 1,5$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
1,50	0,00	0	+ 0,027	0	+ 0,005	0	— 0,052	0	+ 0,005	0	+ 0,027
	0,25	+ 0,009	+ 0,028	+ 0,003	+ 0,008	— 0,012	— 0,059	+ 0,003	+ 0,008	+ 0,009	+ 0,028
	0,50	+ 0,022	+ 0,027	+ 0,012	+ 0,011	— 0,013	— 0,063	+ 0,012	+ 0,011	+ 0,022	+ 0,027
	0,75	+ 0,027	+ 0,020	+ 0,017	+ 0,011	— 0,010	— 0,052	+ 0,017	+ 0,011	+ 0,027	+ 0,020
1,25	0,00	0	+ 0,031	0	+ 0,008	0	— 0,045	0	— 0,005	0	+ 0,011
	0,25	+ 0,010	+ 0,031	+ 0,005	+ 0,012	— 0,010	— 0,050	+ 0,001	— 0,001	+ 0,004	+ 0,015
	0,50	+ 0,024	+ 0,030	+ 0,014	+ 0,014	— 0,011	— 0,056	+ 0,007	+ 0,006	+ 0,014	+ 0,020
	0,75	+ 0,027	+ 0,021	+ 0,018	+ 0,012	— 0,010	— 0,048	+ 0,013	+ 0,006	+ 0,018	+ 0,016
1,00	0,00	0	+ 0,035	0	+ 0,013	0	— 0,038	0	— 0,016	0	— 0,006
	0,25	+ 0,011	+ 0,034	+ 0,006	+ 0,016	— 0,008	— 0,042	— 0,002	— 0,010	— 0,001	+ 0,001
	0,50	+ 0,025	+ 0,032	+ 0,015	+ 0,017	— 0,010	— 0,049	+ 0,002	— 0,003	+ 0,006	+ 0,010
	0,75	+ 0,028	+ 0,022	+ 0,019	+ 0,014	— 0,009	— 0,045	+ 0,008	+ 0,002	+ 0,009	+ 0,010
0,75	0,00	0	+ 0,038	0	+ 0,016	0	— 0,034	0	— 0,024	0	— 0,019
	0,25	+ 0,011	+ 0,036	+ 0,007	+ 0,018	— 0,008	— 0,038	— 0,005	— 0,020	— 0,004	— 0,013
	0,50	+ 0,025	+ 0,033	+ 0,016	+ 0,019	— 0,008	— 0,042	— 0,002	— 0,014	— 0,001	— 0,004
	0,75	+ 0,028	+ 0,022	+ 0,019	+ 0,015	— 0,008	— 0,041	+ 0,003	— 0,007	+ 0,002	+ 0,001
0,50	0,00	0	+ 0,040	0	+ 0,017	0	— 0,036	0	— 0,030	0	— 0,028
	0,25	+ 0,010	+ 0,037	+ 0,007	+ 0,019	— 0,008	— 0,040	— 0,008	— 0,031	— 0,007	— 0,027
	0,50	+ 0,024	+ 0,034	+ 0,017	+ 0,020	— 0,009	— 0,044	— 0,006	— 0,027	— 0,006	— 0,020
	0,75	+ 0,028	+ 0,022	+ 0,118	+ 0,016	— 0,008	— 0,040	— 0,002	— 0,018	— 0,004	— 0,010
$b/a = 1,0$											
1,00	0,00	0	+ 0,010	0	+ 0,002	0	— 0,019	0	+ 0,002	0	+ 0,010
	0,25	+ 0,002	+ 0,013	+ 0,000	+ 0,003	— 0,005	— 0,025	+ 0,000	+ 0,003	+ 0,002	+ 0,013
	0,50	+ 0,010	+ 0,017	+ 0,005	+ 0,006	— 0,007	— 0,036	+ 0,005	+ 0,006	+ 0,010	+ 0,017
	0,75	+ 0,015	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,007	— 0,007	— 0,036	+ 0,009	+ 0,007	+ 0,015	+ 0,015
0,75	0,00	0	+ 0,016	0	+ 0,007	0	— 0,013	0	— 0,004	0	+ 0,003
	0,25	+ 0,003	+ 0,017	+ 0,001	+ 0,008	— 0,004	— 0,020	— 0,001	— 0,005	— 0,001	+ 0,003
	0,50	+ 0,011	+ 0,020	+ 0,006	+ 0,009	— 0,007	— 0,033	+ 0,002	— 0,001	+ 0,005	+ 0,007
	0,75	+ 0,016	+ 0,014	+ 0,009	+ 0,004	— 0,006	— 0,032	+ 0,004	+ 0,002	+ 0,009	+ 0,008
0,50	0,00	0	+ 0,020	0	+ 0,011	0	— 0,011	0	— 0,007	0	— 0,005
	0,25	+ 0,003	+ 0,018	+ 0,001	+ 0,010	— 0,004	— 0,018	— 0,002	— 0,012	— 0,003	— 0,007
	0,50	+ 0,012	+ 0,021	+ 0,008	+ 0,010	— 0,006	— 0,032	+ 0,001	— 0,009	+ 0,002	— 0,005
	0,75	+ 0,017	+ 0,013	+ 0,010	+ 0,009	— 0,006	— 0,031	+ 0,002	— 0,005	+ 0,006	+ 0,001

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

TABLEAU VI

Coefficients de moment

pour réservoirs avec parois articulées en haut et en bas.

 Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .


$b/a = 3,0$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,026	+ 0,011	— 0,008	— 0,039	+ 0,026	+ 0,011	+ 0,035	+ 0,010
	0,50	+ 0,057	+ 0,016	+ 0,044	+ 0,017	— 0,013	— 0,063	+ 0,044	+ 0,017	+ 0,057	+ 0,016
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,014	— 0,011	— 0,055	+ 0,041	+ 0,014	+ 0,051	+ 0,013
2,50	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,026	+ 0,011	— 0,008	— 0,039	+ 0,021	+ 0,010	+ 0,031	+ 0,011
	0,50	+ 0,037	+ 0,016	+ 0,044	+ 0,017	— 0,012	— 0,062	+ 0,036	+ 0,017	+ 0,052	+ 0,017
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,014	— 0,011	— 0,055	+ 0,036	+ 0,014	+ 0,047	+ 0,014
2,00	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,026	+ 0,011	— 0,008	— 0,038	+ 0,015	+ 0,010	+ 0,025	+ 0,013
	0,50	+ 0,057	+ 0,016	+ 0,045	+ 0,017	— 0,012	— 0,062	+ 0,028	+ 0,015	+ 0,043	+ 0,020
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,042	+ 0,014	— 0,011	— 0,054	+ 0,029	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,016
1,75	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,011	— 0,007	— 0,037	+ 0,011	+ 0,008	+ 0,020	+ 0,013
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,045	+ 0,017	— 0,012	— 0,060	+ 0,021	+ 0,013	+ 0,036	+ 0,020
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,042	+ 0,014	— 0,011	— 0,053	+ 0,024	+ 0,012	+ 0,036	+ 0,016
1,50	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,011	— 0,007	+ 0,035	+ 0,007	+ 0,006	+ 0,014	+ 0,013
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,045	+ 0,017	— 0,011	— 0,057	+ 0,015	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,020
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,042	+ 0,014	— 0,010	— 0,051	+ 0,019	+ 0,011	+ 0,029	+ 0,017
1,25	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,011	— 0,006	— 0,032	+ 0,003	+ 0,003	+ 0,008	+ 0,011
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,046	+ 0,017	— 0,011	— 0,053	+ 0,008	+ 0,006	+ 0,017	+ 0,017
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,042	+ 0,014	— 0,010	— 0,048	+ 0,013	+ 0,008	+ 0,021	+ 0,016
1,00	0,25	+ 0,135	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,011	— 0,006	— 0,029	— 0,001	+ 0,000	+ 0,002	+ 0,008
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,046	+ 0,017	— 0,010	— 0,048	+ 0,002	+ 0,002	+ 0,007	+ 0,014
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,043	+ 0,014	— 0,009	— 0,044	+ 0,007	+ 0,004	+ 0,013	+ 0,013
0,75	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,028	+ 0,011	— 0,005	— 0,025	— 0,003	— 0,005	— 0,002	+ 0,001
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,046	+ 0,017	— 0,008	— 0,042	— 0,003	— 0,005	— 0,001	+ 0,007
	0,75	+ 0,052	+ 0,013	+ 0,043	+ 0,014	— 0,008	— 0,039	+ 0,002	— 0,002	+ 0,006	+ 0,007
0,50	0,25	+ 0,036	+ 0,010	+ 0,028	+ 0,011	— 0,004	— 0,021	— 0,004	— 0,011	— 0,005	— 0,008
	0,50	+ 0,057	+ 0,015	+ 0,047	+ 0,017	— 0,007	— 0,035	— 0,007	— 0,016	— 0,006	— 0,010
	0,75	+ 0,052	+ 0,013	+ 0,043	+ 0,014	— 0,007	— 0,033	— 0,004	— 0,070	— 0,001	— 0,004

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.



TABLEAU VI (suite)

Coefficients de moment pour réservoirs avec parois articulées en haut et en bas.

Moment = coefficient  $\times \delta a^3$ .

$b/a = 2,5$											
$c/a$	$x/a$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = c/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_z$
2,50	0,25	+ 0,031	+ 0,011	+ 0,021	+ 0,010	— 0,008	— 0,038	+ 0,021	+ 0,010	+ 0,031	+ 0,011
	0,50	+ 0,052	+ 0,017	+ 0,036	+ 0,017	— 0,012	— 0,062	+ 0,036	+ 0,017	+ 0,052	+ 0,017
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	— 0,011	— 0,055	+ 0,036	+ 0,014	+ 0,047	+ 0,015
2,00	0,25	+ 0,031	+ 0,011	+ 0,021	+ 0,010	— 0,008	— 0,038	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,025	+ 0,012
	0,50	+ 0,052	+ 0,017	+ 0,036	+ 0,017	— 0,012	— 0,061	+ 0,028	+ 0,015	+ 0,042	+ 0,020
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	— 0,011	— 0,054	+ 0,029	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,016
1,75	0,25	+ 0,032	+ 0,011	+ 0,021	+ 0,010	— 0,007	— 0,037	+ 0,011	+ 0,008	+ 0,020	+ 0,012
	0,50	+ 0,052	+ 0,018	+ 0,036	+ 0,017	— 0,012	— 0,059	+ 0,022	+ 0,013	+ 0,035	+ 0,021
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	— 0,011	— 0,053	+ 0,024	+ 0,012	+ 0,035	+ 0,017
1,50	0,25	+ 0,032	+ 0,011	+ 0,022	+ 0,010	— 0,007	— 0,035	+ 0,007	+ 0,006	+ 0,014	+ 0,013
	0,50	+ 0,052	+ 0,018	+ 0,037	+ 0,017	— 0,011	— 0,057	+ 0,015	+ 0,010	+ 0,027	+ 0,021
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	— 0,010	— 0,051	+ 0,019	+ 0,010	+ 0,029	+ 0,017
1,25	0,25	+ 0,032	+ 0,011	+ 0,022	+ 0,010	— 0,006	— 0,032	+ 0,003	+ 0,004	+ 0,007	+ 0,012
	0,50	+ 0,052	+ 0,018	+ 0,038	+ 0,017	— 0,011	— 0,053	+ 0,008	+ 0,007	+ 0,018	+ 0,019
	0,75	+ 0,048	+ 0,015	+ 0,037	+ 0,014	— 0,010	— 0,048	+ 0,014	+ 0,008	+ 0,022	+ 0,016
1,00	0,25	+ 0,032	+ 0,011	+ 0,023	+ 0,011	— 0,006	— 0,028	— 0,001	+ 0,000	+ 0,002	+ 0,008
	0,50	+ 0,053	+ 0,018	+ 0,038	+ 0,017	— 0,010	— 0,048	+ 0,002	+ 0,002	+ 0,007	+ 0,014
	0,75	+ 0,048	+ 0,015	+ 0,038	+ 0,015	— 0,009	— 0,044	+ 0,007	+ 0,004	+ 0,013	+ 0,013
0,75	0,25	+ 0,033	+ 0,011	+ 0,024	+ 0,011	— 0,005	— 0,024	— 0,003	— 0,005	— 0,002	+ 0,002
	0,50	+ 0,054	+ 0,018	+ 0,039	+ 0,017	— 0,008	— 0,041	— 0,003	— 0,005	— 0,000	+ 0,005
	0,75	+ 0,049	+ 0,015	+ 0,038	+ 0,015	— 0,008	— 0,039	+ 0,000	— 0,002	+ 0,006	+ 0,006
0,50	0,25	+ 0,033	+ 0,012	+ 0,024	+ 0,011	— 0,004	— 0,021	— 0,004	— 0,011	— 0,005	— 0,008
	0,50	+ 0,054	+ 0,018	+ 0,040	+ 0,017	— 0,007	— 0,035	— 0,007	— 0,016	— 0,006	— 0,010
	0,25	+ 0,049	+ 0,015	+ 0,039	+ 0,015	— 0,007	— 0,034	— 0,004	— 0,010	— 0,001	— 0,004
$b/a = 2,0$											
2,00	0,25	+ 0,025	+ 0,013	+ 0,015	+ 0,009	— 0,007	— 0,037	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,025	+ 0,013
	0,50	+ 0,042	+ 0,020	+ 0,028	+ 0,015	— 0,012	— 0,059	+ 0,028	+ 0,015	+ 0,042	+ 0,020
	0,75	+ 0,040	+ 0,016	+ 0,029	+ 0,013	— 0,011	— 0,053	+ 0,029	+ 0,013	+ 0,040	+ 0,016
1,75	0,25	+ 0,025	+ 0,013	+ 0,015	+ 0,009	— 0,007	— 0,036	+ 0,011	+ 0,008	+ 0,020	+ 0,013
	0,50	+ 0,042	+ 0,020	+ 0,028	+ 0,015	— 0,012	— 0,058	+ 0,022	+ 0,013	+ 0,035	+ 0,021
	0,75	+ 0,040	+ 0,016	+ 0,029	+ 0,013	— 0,010	— 0,052	+ 0,024	+ 0,012	+ 0,035	+ 0,017
1,50	0,25	+ 0,025	+ 0,013	+ 0,016	+ 0,009	— 0,007	— 0,034	+ 0,007	+ 0,006	+ 0,014	+ 0,013
	0,50	+ 0,043	+ 0,020	+ 0,028	+ 0,015	— 0,010	— 0,056	+ 0,015	+ 0,011	+ 0,027	+ 0,021
	0,75	+ 0,041	+ 0,016	+ 0,029	+ 0,013	— 0,011	— 0,050	+ 0,019	+ 0,010	+ 0,029	+ 0,017
1,25	0,25	+ 0,026	+ 0,013	+ 0,016	+ 0,010	— 0,006	— 0,032	+ 0,003	+ 0,003	+ 0,007	+ 0,011
	0,50	+ 0,043	+ 0,020	+ 0,029	+ 0,015	— 0,010	— 0,052	+ 0,008	+ 0,007	+ 0,018	+ 0,019
	0,75	+ 0,041	+ 0,016	+ 0,030	+ 0,013	— 0,010	— 0,048	+ 0,013	+ 0,008	+ 0,021	+ 0,016

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.

TABLEAU VI (fin)

c/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2		z = c/4		z = 0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
b/a = 2,0 (suite)											
1,00	0,25	+ 0,026	+ 0,013	+ 0,017	+ 0,010	— 0,006	— 0,028	— 0,001	+ 0,000	+ 0,008	+ 0,008
	0,50	+ 0,044	+ 0,020	+ 0,030	+ 0,016	— 0,009	— 0,046	+ 0,002	+ 0,002	+ 0,014	+ 0,014
	0,75	+ 0,041	+ 0,016	+ 0,031	+ 0,014	— 0,009	— 0,044	+ 0,007	+ 0,004	+ 0,013	+ 0,013
0,75	0,25	+ 0,027	+ 0,013	+ 0,018	+ 0,010	— 0,005	— 0,024	— 0,003	— 0,004	+ 0,002	+ 0,002
	0,50	+ 0,046	+ 0,020	+ 0,031	+ 0,016	— 0,008	— 0,040	— 0,002	— 0,004	+ 0,005	+ 0,005
	0,75	+ 0,042	+ 0,016	+ 0,032	+ 0,014	— 0,008	— 0,041	+ 0,002	+ 0,002	+ 0,008	+ 0,008
0,50	0,25	+ 0,027	+ 0,013	+ 0,019	+ 0,010	— 0,004	— 0,021	— 0,004	— 0,010	— 0,007	— 0,007
	0,50	+ 0,046	+ 0,020	+ 0,033	+ 0,017	— 0,007	— 0,030	— 0,006	— 0,015	— 0,009	— 0,009
	0,75	+ 0,042	+ 0,016	+ 0,032	+ 0,015	— 0,007	— 0,037	— 0,003	— 0,010	— 0,003	— 0,003
b/a = 1,5											
1,50	0,25	+ 0,015	+ 0,013	+ 0,008	+ 0,007	— 0,006	— 0,032	+ 0,008	+ 0,007	+ 0,015	+ 0,013
	0,50	+ 0,028	+ 0,021	+ 0,016	+ 0,011	— 0,010	— 0,052	+ 0,016	+ 0,011	+ 0,028	+ 0,021
	0,75	+ 0,030	+ 0,017	+ 0,030	+ 0,011	— 0,010	— 0,048	+ 0,020	+ 0,011	+ 0,030	+ 0,017
1,25	0,25	+ 0,016	+ 0,013	+ 0,009	+ 0,008	— 0,006	— 0,029	+ 0,004	+ 0,004	+ 0,009	+ 0,012
	0,50	+ 0,029	+ 0,021	+ 0,017	+ 0,012	— 0,010	— 0,049	+ 0,009	+ 0,008	+ 0,018	+ 0,019
	0,75	+ 0,030	+ 0,017	+ 0,020	+ 0,012	— 0,009	— 0,045	+ 0,014	+ 0,009	+ 0,023	+ 0,016
1,00	0,25	+ 0,016	+ 0,013	+ 0,010	+ 0,009	— 0,005	— 0,025	+ 0,000	+ 0,001	+ 0,003	+ 0,008
	0,50	+ 0,030	+ 0,021	+ 0,019	+ 0,012	— 0,009	— 0,043	+ 0,003	+ 0,003	+ 0,008	+ 0,014
	0,75	+ 0,031	+ 0,017	+ 0,021	+ 0,013	— 0,008	— 0,041	+ 0,008	+ 0,005	+ 0,014	+ 0,014
0,75	0,25	+ 0,018	+ 0,014	+ 0,011	+ 0,010	— 0,004	— 0,021	— 0,002	— 0,003	— 0,001	+ 0,002
	0,50	+ 0,032	+ 0,022	+ 0,021	+ 0,014	— 0,007	— 0,036	— 0,002	— 0,004	+ 0,001	+ 0,005
	0,75	+ 0,032	+ 0,018	+ 0,022	+ 0,014	— 0,007	— 0,036	+ 0,002	— 0,000	+ 0,006	+ 0,008
0,50	0,25	+ 0,020	+ 0,016	+ 0,013	+ 0,012	— 0,003	— 0,017	— 0,003	— 0,009	— 0,004	— 0,006
	0,50	+ 0,035	+ 0,024	+ 0,023	+ 0,018	— 0,006	— 0,031	— 0,006	— 0,014	— 0,005	— 0,007
	0,75	+ 0,034	+ 0,020	+ 0,024	+ 0,016	— 0,007	— 0,033	— 0,003	— 0,008	— 0,001	— 0,001
b/a = 1,0											
1,00	0,25	+ 0,005	+ 0,009	+ 0,002	+ 0,003	— 0,004	— 0,020	+ 0,002	+ 0,003	+ 0,005	+ 0,009
	0,50	+ 0,011	+ 0,016	+ 0,006	+ 0,006	— 0,007	— 0,035	+ 0,006	+ 0,006	+ 0,011	+ 0,016
	0,75	+ 0,016	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,007	— 0,007	— 0,035	+ 0,009	+ 0,007	+ 0,016	+ 0,015
0,75	0,25	+ 0,006	+ 0,010	+ 0,003	+ 0,004	— 0,003	— 0,016	+ 0,000	+ 0,000	+ 0,001	+ 0,005
	0,50	+ 0,013	+ 0,017	+ 0,008	+ 0,008	— 0,006	— 0,029	+ 0,001	+ 0,001	+ 0,005	+ 0,009
	0,75	+ 0,017	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,008	— 0,006	— 0,031	+ 0,004	+ 0,003	+ 0,008	+ 0,010
0,50	0,25	+ 0,007	+ 0,011	+ 0,005	+ 0,006	— 0,002	— 0,010	— 0,002	— 0,005	— 0,003	— 0,002
	0,50	+ 0,015	+ 0,018	+ 0,010	+ 0,010	— 0,004	— 0,021	— 0,003	— 0,007	— 0,003	— 0,002
	0,75	+ 0,018	+ 0,016	+ 0,012	+ 0,010	— 0,005	— 0,026	— 0,001	— 0,004	— 0,000	+ 0,001

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi.



## CHAPITRE III

## CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

## Paroi à bord supérieur articulé.

Il faut étudier les valeurs de l'effort tranchant le long de l'arête d'une paroi pour connaître les tensions transversales et les contraintes de liaison. Le long d'une arête verticale l'effort tranchant dans une paroi a pour effet, dans la paroi perpendiculaire, de créer une traction axiale qu'il faut combiner avec le moment de flexion pour déterminer les armatures.

Certains renseignements concernant l'effort tranchant ont été calculés et se trouvent dans le tableau VII. On considère la paroi comme encastrée le long des arêtes verticales et articulée en haut et en bas, sa largeur est  $b$ , sa hauteur  $a$  et elle est soumise à la pression hydrostatique d'un liquide de poids spécifique  $\delta$ .

Les cinq premières lignes du tableau VII donnent l'effort tranchant par mètre linéaire qui est une expression en  $\delta a^2$ . Les quatre dernières lignes donnent l'effort tranchant total en kilogrammes ou tonnes suivant la façon dont est exprimée  $\delta$ . Les efforts tranchants par mètre linéaire sont donnés pour des rapports de  $\frac{b}{a}$  égaux à,  $\frac{1}{2}$ , 1, 2 et tendant vers l'infini.

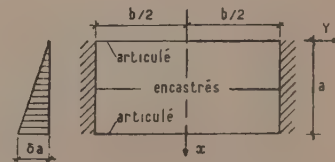
La différence entre les efforts tranchants pour  $\frac{b}{a} = 2$  et  $\frac{b}{a}$  infini est si faible qu'il a été jugé inutile de calculer les coefficients d'effort tranchant pour des valeurs intermédiaires.

Quand le rapport  $\frac{b}{a}$  est grand, une bande verticale, située à mi-largeur de la paroi, se comporte essentiellement comme une dalle simplement appuyée dans un sens. La pression totale sur une bande d'un mètre de large est de  $0,5 \delta a^2$  dont les deux tiers, soit  $0,33 \delta a^2$  constituent la réaction de l'appui inférieur, et un tiers, soit  $0,17 \delta a^2$ , constitue la réaction de l'appui supérieur. On remarque sur le tableau VII que l'effort tranchant au milieu de l'arête inférieure est  $0,3290 \delta a^2$  pour  $\frac{b}{a} = 2,0$ ; ce coefficient est très voisin du coefficient d'effort tranchant pour  $\frac{b}{a}$  infini qui est  $\frac{1}{3}$ . En d'autres termes, le cisaillement maximal au bas de la paroi est pratiquement constant pour toutes les valeurs de  $\frac{b}{a}$  supérieures à 2. Ainsi qu'on le verra plus loin, cela est vrai lorsque l'arête supérieure est appuyée, mais ne l'est plus lorsque cette arête est libre.

À l'angle inférieure d'une paroi, le cisaillement est négatif et, en valeur absolue, plus grand qu'au milieu de l'arête inférieure de cette paroi. Le point de cisaillement nul se trouve à peu près au dixième de la longueur de l'arête inférieure. Ces valeurs négatives élevées du cisaillement dans les coins n'ont de signification que sur le seul plan théorique, en effet, les calculs les font apparaître parce que, dans les équations fondamentales, les déformations dans les plans des dalles d'appui

TABLEAU VII

Effort tranchant le long des arêtes de dalles articulées en haut et en bas.



$b/a$	0,50	1	2	5	10	Infini
Point milieu de l'arête inférieure	+ 0,1407 $\delta a^2$	+ 0,2419 $\delta a^2$	+ 0,3290 $\delta a^2$			+ 0,3333 $\delta a^2$
Extrémité de l'arête inférieure	— 0,2575 $\delta a^2$ **	— 0,4397 $\delta a^2$	— 0,5833 $\delta a^2$			— 0,6000 $\delta a^2$
Milieu de l'arête verticale encastrée	+ 0,1280 $\delta a^2$	+ 0,2382 $\delta a^2$	+ 0,3604 $\delta a^2$			+ 0,3912 $\delta a^2$
Point situé au tiers inférieur de l'arête latérale	+ 0,1736 $\delta a^2$	+ 0,3113 $\delta a^2$	+ 0,4023 $\delta a^2$			+ 0,4116 $\delta a^2$
Point situé au quart inférieur de l'arête latérale	+ 0,1919 $\delta a^2$	+ 0,3183 $\delta a^2$	+ 0,3904 $\delta a^2$			+ 0,3980 $\delta a^2$
Effort tranchant total le long de l'arête supérieure	0,0000 $\delta a^2 b$	0,0052 $\delta a^2 b$	0,0538 $\delta a^2 b$	0,1203 $\delta a^2 b$	0,1435 $\delta a^2 b$	0,1667 $\delta a^2 b$
Effort tranchant total le long de l'arête inférieure	0,0480 $\delta a^2 b$	0,0960 $\delta a^2 b$	0,1818 $\delta a^2 b$	0,2715 $\delta a^2 b$	0,3023 $\delta a^2 b$	0,3333 $\delta a^2 b$
Effort tranchant total le long d'une arête verticale encastrée	0,2260 $\delta a^2 b$	0,1994 $\delta a^2 b$	0,1322 $\delta a^2 b$	0,0541 $\delta a^2 b$	0,0271 $\delta a^2 b$	0,275 $\delta a^2$ *
Effort tranchant total pour les quatre bords	0,5000 $\delta a^2 b$	0,5000 $\delta a^2 b$	0,5000 $\delta a^2 b$	0,5000 $\delta a^2 b$	0,5000 $\delta a^2 b$	0,5000 $\delta a^2 b$

\* Estimation.

\*\* Le signe moins (—) indique que la réaction agit dans le même sens que la charge.

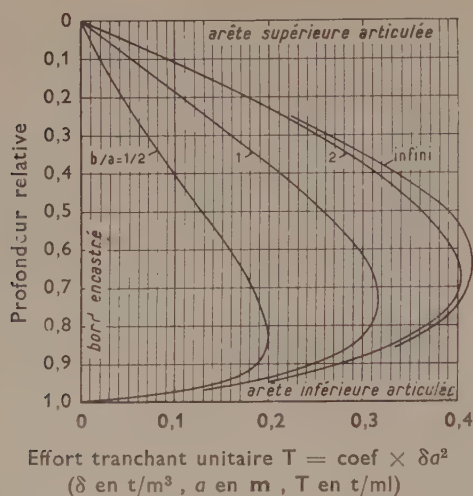


FIG. 1.

ont été négligées. On peut donc négliger ces cisaillements en ce qui concerne la vérification des contraintes de cisaillement et de liaison.

Les courbes de la figure 1 ont été dressées à l'aide des cisaillements unitaires donnés dans le tableau VII pour un bord vertical encastéré. On remarquera que les courbes de cisail-

lement ne varient pratiquement pas pour des valeurs de  $\frac{b}{a}$  supérieures à deux. Le cisaillement atteint une valeur maximale en un point de l'arête situé entre 0,6 et 0,8 à partir du haut. La figure 1 sert à déterminer l'effort tranchant ou la traction axiale en un point quelconque d'une arête verticale encastérée pour un rapport  $\frac{b}{a}$  donné.

#### Paroi à bord supérieur libre.

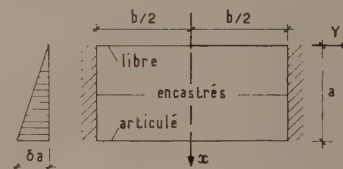
##### a) Effort tranchant le long d'une arête verticale.

L'effort tranchant total, d'un bout à l'autre d'une arête verticale encastérée, donné par le tableau VII peut être représenté par l'aire limitée par la courbe correspondante de la figure 1; c'est cette relation qui a été utilisée pour vérifier les courbes. Les efforts tranchants totaux calculés pour une paroi à arête supérieure articulée (tableau VII) ont été utilisés pour faire certaines retouches et déterminer ainsi les valeurs approximatives du cisaillement dans les parois à bord supérieur libre, ces valeurs sont données par le tableau VIII.

Pour  $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$ , l'effort tranchant total de l'arête supérieure est si faible qu'on a pu le considérer comme nul dans le tableau VII; pour  $\frac{b}{a} = 1$ , le coefficient d'effort tranchant total, 0,0052 n'est en valeur relative que 1 % seulement de la pression hydrostatique totale. Il est donc raisonnable d'admettre que la suppression de l'appui supérieur ne modifiera pas sensiblement les efforts tranchants totaux sur l'une quelconque des trois

TABLEAU VIII

Effort tranchant le long des arêtes d'une dalle libre en haut et articulée en bas.



$\frac{b}{a}$	0,5	1	2	3
Milieu de l'arête inférieure	+ 0,141 $\delta a^2$	+ 0,242 $\delta a^2$	+ 0,38 $\delta a^2$ *	+ 0,45 $\delta a^2$ ***
Extrémité de l'arête inférieure****	— 0,258 $\delta a^2$ **	— 0,440 $\delta a^2$	— 0,583 $\delta a^2$	— 0,590 $\delta a^2$
Point haut de l'arête latérale encastérée	0,000 $\delta a^2$	+ 0,010 $\delta a^2$	+ 0,100 $\delta a^2$	+ 0,165 $\delta a^2$
Milieu de l'arête latérale encastérée	+ 0,128 $\delta a^2$	+ 0,258 $\delta a^2$	+ 0,375 $\delta a^2$	+ 0,406 $\delta a^2$
Point situé au tiers inférieur de l'arête latérale	+ 0,174 $\delta a^2$	+ 0,311 $\delta a^2$	+ 0,406 $\delta a^2$	+ 0,416 $\delta a^2$
Point situé au quart inférieur de l'arête latérale	+ 0,192 $\delta a^2$	+ 0,315 $\delta a^2$	+ 0,390 $\delta a^2$	+ 0,398 $\delta a^2$
Effort tranchant total le long de l'arête inférieure	0,048 $\delta a^2 b$	0,096 $\delta a^2 b$	0,204 $\delta a^2 b$	0,286 $\delta a^2 b$
Effort tranchant total le long d'une arête latérale encastérée	0,226 $\delta a^2 b$	0,202 $\delta a^2 b$	0,148 $\delta a^2 b$	0,107 $\delta a^2 b$
Effort tranchant total pour les quatre bords	0,500 $\delta a^2 b$	0,500 $\delta a^2 b$	0,500 $\delta a^2 b$	0,500 $\delta a^2 b$

\* Les résultats de ce tableau sont obtenus en modifiant les valeurs calculées pour des parois articulées en haut et en bas.

\*\* Le signe moins (—) indique que la réaction agit dans le même sens que la charge.

\*\*\* Cette valeur ne peut être calculée avec une précision supérieure à deux décimales.

\*\*\*\* Ces valeurs ne sont pas à prendre en compte pour le calcul pratique des parois (cf. remarque p. 253, 2<sup>e</sup> colonne, 2<sup>e</sup> alinéa).



autres arêtes quand  $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$  et 1. Pour  $\frac{b}{a} = 2$ , il se produit un cisaillement important le long de l'arête supérieure quand elle est articulée, son coefficient d'effort tranchant est 0,0538 de sorte que la somme des efforts tranchants totaux des trois autres arêtes n'est que  $0,4462 \delta a^2 b$ ; si l'appui supérieur est supprimé, les trois autres arêtes doivent supporter un effort tranchant total dont le coefficient est 0,5000. Un réajustement convenable des trois autres coefficients totaux consiste à les multiplier par  $\frac{0,5000}{0,4462} = 1,12$ , soit une majoration de 12 %, c'est cette majoration qui a été faite pour établir le tableau VIII dans le cas où  $\frac{b}{a} = 2$ . Le même procédé a été employé pour  $\frac{b}{a} = 3$  avec une majoration de 22 %.

Les efforts tranchants totaux donnés par le tableau VIII ont servi à déterminer les coefficients d'efforts tranchants unitaires qui sont également donnés dans ce tableau. Considérons maintenant les courbes d'effort tranchant de la figure 1 et supposons que le bord supérieur soit libre au lieu d'être articulé. Comme nous l'avons vu plus haut, cette supposition change à peine l'effort tranchant total pour  $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$  et 1; en d'autres termes, la surface limitée par les courbes de cisaillement ne varie pas. Donc les courbes  $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$  et 1 restent pratiquement inchangées, aussi les a-t-on reproduites à peu près sans modification sur la figure 2, qui représente les efforts tranchants dans une paroi à bord supérieur libre. Pour  $\frac{b}{a} = 2$  on a fait un réajustement des courbes. Une modification du bord supérieur ayant peu d'influence sur les cisaillements en bas des arêtes encastrées, la partie inférieure des courbes dans les figures 1 et 2 sont à peu près identiques, puis, à mesure qu'elles s'élèvent les courbes relatives au bord libre et au bord articulé divergent. Par tâtonnements, la courbe relative à  $\frac{b}{a} = 2$  a été ajustée de sorte que la surface qu'elle limite représente la valeur de l'effort tranchant total le long d'une arête encastrée pour  $\frac{b}{a} = 2$  qui est donnée par le tableau VIII. Un réajustement analogue a été fait pour  $\frac{b}{a} = 3$ , limite pour laquelle sont donnés les coefficients de moment.

Un fait intéressant ressort de la comparaison des figures 1 et 2 tandis que pour  $\frac{b}{a} = 2$  et 3 l'effort tranchant total augmente

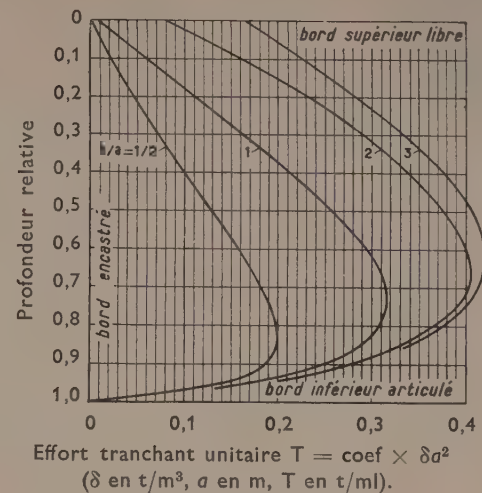


FIG. 2.

respectivement de 12 et 22 % quand le bord supérieur est libre au lieu d'être articulé, l'effort tranchant maximal n'augmente que très légèrement, 2 % tout au plus. La raison en est que la plus grande partie de l'augmentation du cisaillement a lieu près du haut où les efforts tranchants sont relativement faibles.

#### b) Effort tranchant le long de l'arête inférieure.

On a appliqué la même méthode générale, mais sans l'illustrer par une figure, pour réajuster la valeur de l'effort tranchant unitaire au milieu de l'arête inférieure d'une paroi; en effet, le fait de rendre libre le bord supérieur provoque un maximum d'augmentation de l'effort tranchant au milieu du bord inférieur où déjà celui-ci est important lorsque l'arête supérieure est articulée. Ainsi pour  $\frac{b}{a} = 3$ , l'effort tranchant unitaire au milieu du bord inférieur vaut  $0,33 \delta a^2$  si l'arête supérieure est articulée, et  $0,45 \delta a^2$  si celle-ci est libre, soit une augmentation d'environ un tiers.

Les valeurs de l'effort tranchant données ici ont été calculées pour des parois latérales encastrées le long des arêtes verticales. Ces mêmes valeurs donnent des résultats satisfaisants lorsqu'elles servent à calculer les parois d'un réservoir ordinaire quelconque, même si celles-ci ne sont pas tout à fait encastrées le long des arêtes verticales.

## CHAPITRE IV

## CALCUL D'UN RÉSERVOIR MONOCELLULAIRE A CIEL OUVERT

Le réservoir calculé est représenté par la figure 3 et ses dimensions intérieures sont les suivantes :

hauteur  $a = 4,88$  m

longueur  $b = 12,20$  m

largeur  $c = 6,10$  m

le bord supérieur des parois est libre, le bord inférieur articulé.

Le réservoir est rempli d'un liquide de poids spécifique  $\delta = 1$  t/m<sup>3</sup>.

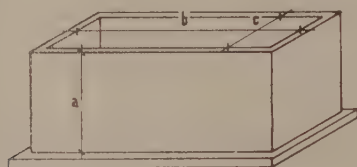


FIG. 3.

Les coefficients de moment et de cisaillement sont pris dans les tableaux ou sur les diagrammes pour les rapports :

$$\frac{b}{a} = \frac{12,20}{4,88} = 2,50 \quad \text{et} \quad \frac{c}{a} = \frac{6,10}{4,88} = 1,25$$

En exprimant  $\delta$  en tonnes par mètres cubes et  $a$  en mètres, les tableaux donnent les moments en tonnes-mètres et les efforts tranchants en tonnes pour une bande d'un mètre de largeur.

Pour calculer les moments dans les parois, nous prendrons les coefficients donnés dans le tableau V pour  $\frac{b}{a} = 2,5$  et

$\frac{c}{a} = 1,25$ , coefficients que nous reproduisons ci-dessous. (les coefficients pour  $x = a$ , correspondant à l'arête inférieure n'ont pas été indiqués car ils sont nuls).

### 1. Épaisseur des parois.

Le plus grand moment se manifeste dans le sens horizontal en haut de l'arête verticale commune à deux parois et sa valeur est :

$$M = -0,092 \delta a^3 = -0,092 \times 1 \times 4,88^3 = -10,65 \text{ tm/ml}$$

Le signe moins (—) indique une tension du côté en charge de la paroi dont il n'est pas besoin de tenir compte dans la suite des calculs.

L'épaisseur utile donnant un moment résistant au moins égal à  $M$  est donné par la relation :

$$h_1^2 \geq \frac{M}{k_1 b'}$$

où  $M = 10,65$  tm

$b' = 1,0$  m (largeur de bande intéressée)

$$k_1 = 166 \text{ t/m}^2$$

$$k_1 = \frac{n_b}{2} \times \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \quad \text{avec} \quad \alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{n_a'}{mn_b}}$$

pour

$$R_a'/m/R_b = \frac{1.400}{10} = 95$$

$$h_1^2 \geq \frac{10,65}{1 \times 166} = 0,064 \quad \text{et} \quad h_1 \geq 0,255 \text{ m}$$

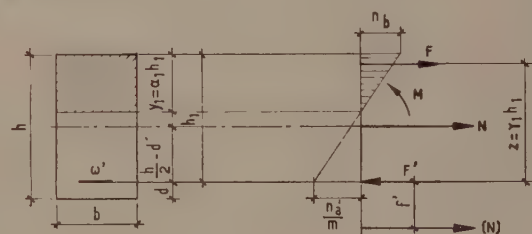


FIG. 3 bis.

L'effort tranchant maximal le long de l'arête verticale est, d'après la figure 2 pour  $\frac{b}{a} = 2,5$ ,

$$T = 0,41 \delta a^2 = 0,41 \times 1 \times 4,88^2 = 9,8 \text{ t/ml}$$

Et l'effort tranchant maximal le long de l'arête inférieure est d'après le tableau VIII,

$$T = 0,42 \delta a^2 = 0,42 \times 1 \times 4,88^2 = 10,0 \text{ t/ml}$$

Avec une contrainte de cisaillement admissible :

$$t_b = 0,02 \times n_{028\text{cyl}} = 0,02 \times 210 = 4,2 \text{ kg/cm}^2$$

L'épaisseur utile minimale est :

$$h_1 = \frac{T}{\frac{7}{8} \times t_b \times b'} = \frac{10,000}{\frac{7}{8} \times 4,2 \times 100} = 27,2 \text{ cm}$$

$\frac{x}{a}$	$y = 0$		$y = \frac{b}{4}$		$y = \frac{b}{2}$		$y = \frac{b}{4}$		$y = 0$	
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	+ 0,069	0,000	+ 0,035	0,000	— 0,092	0,000	— 0,030	0,000	— 0,010
0,25	+ 0,026	+ 0,059	+ 0,015	+ 0,034	— 0,018	— 0,089	— 0,006	— 0,024	— 0,002	— 0,003
0,50	+ 0,045	+ 0,048	+ 0,031	+ 0,031	— 0,016	— 0,082	+ 0,003	— 0,012	+ 0,008	+ 0,007
0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,020	— 0,012	— 0,059	+ 0,011	— 0,002	+ 0,018	+ 0,008



C'est donc le cisaillement qui, ici, détermine l'épaisseur de la paroi. Nous prendrons une épaisseur utile  $h_1 = 30,5$  cm et une épaisseur totale de 35,5 cm afin de réduire l'importance des armatures et éviter un espacement trop faible entre barres.

## 2. Armatures.

### 2.1. Arêtes verticales.

Si on néglige la tension axiale dans la paroi, la section maximale des armatures horizontales le long d'une arête verticale est pour une hauteur d'un mètre :

$$\omega' = \frac{M^*}{\gamma_1 n_a' h_1} = k_1' \frac{M}{h_1} = \frac{10,65 \times 10^5}{1215 \times 30,5} = 29 \text{ cm}^2$$

Il faut encore majorer cette section d'acier pour tenir compte de la traction axiale due à l'effort tranchant dans le long pan du réservoir. Ainsi que le montre la figure 2, cet effort tranchant vaut en haut de la paroi :

$$0,13 \delta a^2 = 0,13 \times 1 \times 4,88^2 = 3,1 \text{ t/ml}$$

et, comme il s'agit d'une traction, nous affecterons cette force axiale du signe moins (—).

L'excentricité des armatures de traction, par rapport aux orces agissantes, vaut alors :

$$f' = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - d' = \frac{10,65}{-3,1} + \frac{0,305 - 0,05}{2}$$

$$f' = -3,44 + 0,13 = -3,31 \text{ m}$$

Or le moment résistant de la paroi est :

$$M_r = h_1 b' h_1^2 = 166 \times 1 \times 0,305^2 = 15,4 \text{ tm/ml}$$

et

$$Nf' = 3,1 \times (-3,31) = 10,2 \text{ tm/ml}$$

On voit donc que  $M_r$  est très supérieur à  $Nf'$  et qu'il n'est pas nécessaire de mettre des aciers en compression.

La contrainte de compression est manifestement inférieure à celle admissible. On peut d'ailleurs la calculer de la manière suivante :

$$\text{Avec : } k_1 = \frac{Nf'}{b'h_1^2} = \frac{10,2}{0,093} = 110 \text{ t/m}^2$$

Nous trouvons pour  $R_a' = 1\,400 \text{ kg/cm}^2$  et  $m = 10$  une contrainte :

$$n_b = 73 \text{ kg/cm}^2$$

Or la contrainte admissible est :

$$R_b = 0,45 \times n_{028\text{cvl}} = 0,45 \times 210 = 95 \text{ kg/cm}^2$$

Ceci nous donne comme valeur de  $\gamma_1$  0,89, et nous pouvons calculer :

$$\omega' = h_1' \frac{Nf'}{h_1} - \frac{N}{n_a'} = \frac{Nf'}{\gamma_1 h_1 n_a'} \left( 1 - \frac{\gamma_1 h_1}{f'} \right)$$

$$\omega' = \frac{10,2 \times 10^5}{1.400 \times 0,89 \times 30,5} \left( 1 + \frac{0,305 \times 0,89}{-3,31} \right) = 29,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour une contrainte d'adhérence admissible :

$$t_a = 0,05 n_{028\text{cvl}} = 0,05 \times 210 = 10,5 \text{ kg/cm}^2$$

Le périmètre d'armatures nécessaire est :

\* Les coefficients  $k_1, k_1', \alpha_1, \gamma_1 \dots$  ainsi que les notations  $f', d', h_1, z \dots$  ont les mêmes significations que dans le Formulaire du Béton Armé de MM. Lebellet et Chambaud (Ed. DTBTP).

$$\pi = \frac{N}{8 t_a h_1} = \frac{3100}{8 \times 10,5 \times 30,5} = 11 \text{ cm/ml}$$

Les armatures correspondantes seront indiquées plus loin, en même temps que les autres armatures horizontales.

À mi-hauteur de l'arête verticale, les calculs sont en abrégé les suivants :

$$M = 0,082 \times 1 \times 4,88^2 = 9,5 \text{ tm/ml}$$

$$N = 0,40 \times 1 \times 4,88^2 = 9,5 \text{ t/ml}$$

$$f' = \frac{N}{N} + \frac{h}{2} - d' = \frac{9,5}{-9,5} + 0,13 = -1,00 + 0,13$$

$$= -0,87 \text{ m}$$

$$k_1 = \frac{Nf'}{b'h_1^2} = \frac{-9,5 (-0,87)}{1,00 \times 0,305^2} = \frac{8,25}{0,093} = 89$$

$$\text{d'où : } \gamma_1 = 0,895$$

$$\omega' = \frac{Nf'}{\gamma_1 h_1 n_a'} \left( 1 - \frac{\gamma_1 h_1}{f'} \right)$$

$$\omega' = \frac{8,25 \times 10^5}{1400 \times 0,895 \times 30,5} \left( 1 - \frac{0,895 \times 0,305}{-0,87} \right) = 29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\pi = \frac{9500}{8 \times 10,5 \times 30,5} = 34 \text{ cm/ml}$$

Au quart inférieur de l'arête verticale la section d'acier nécessaire est à peu près :

$$\omega' = \frac{0,059}{0,082} \times 29,5 = 21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 2.2. Parois longues (grands côtés).

Le moment horizontal maximal au milieu de la paroi la plus longue est :

$$M = + 0,069 \delta a^3 = + 8,02 \text{ tm par mètre de hauteur}$$

Le signe plus (+) indique que la paroi est tendue du côté extérieur.

Il existe aussi une tension axiale en ce point due à l'action réciproque des deux parois les plus courtes, et dont la valeur est donnée par l'effort tranchant dans ces parois en haut de l'arête verticale. En se conformant aux notations de la figure 2,

le rapport  $\frac{b}{a}$  pour la paroi la plus courte vaut :

$$\frac{b}{a} = \frac{6,10}{4,88} = 1,25$$

et l'effort tranchant vaut :

$$0,03 \times \delta a^2 = 0,03 \times 4,88^2 = 0,715 \text{ tonne par mètre de hauteur.}$$

La tension axiale est ici négligeable et on peut déterminer la section d'armatures nécessaire comme s'il s'agissait de flexion simple.

$$\omega' = k_1' \frac{M}{h_1} = \frac{8,02 \times 10^5}{1215 \times 30,5} = 21,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La tension axiale horizontale à mi-hauteur ( $x = \frac{a}{2}$ ), donnée

par la figure 2 pour  $\frac{b}{a} = 1,25$ , est :

$N = -0,30 \delta a^2 = -0,30 \times 4,88^2 = 7,15$  tonnes par mètre de hauteur ce qui n'est plus négligeable.

Le moment en cet endroit vaut :

$$M = 0,048 \delta a^2 = 0,048 \times 4,88^3 = 5,6 \text{ tm/ml}$$

Et des calculs analogues aux précédents donnent :

$$\omega' = 18 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de hauteur.}$$

### 2.3. Parois Courtes (petits côtés).

Dans le petit côté du réservoir, les moments positifs sont tous relativement faibles, le plus grand d'entre eux a lieu dans le sens vertical et vaut :

$$M = 0,018 \delta a^3 = 0,018 \times 4,88^3 = 2,1 \text{ tm/ml}$$

Ce qui, en négligeant les tensions axiales, conduit à une section d'acier :

$$\omega' = k_1' \frac{M}{k_1} = \frac{2,1 \times 10^6}{1215 \times 30,5} = 5,7 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de hauteur}$$

soit un pourcentage  $\pi_1' = 0,0019$ . Or, pour des dalles appuyées sur les quatre côtés le Code Américain<sup>(1)</sup> précise que « le pourcentage d'armature doit être au moins de 0,0025 ». Cette règle s'applique à un type d'ouvrage différent, mais l'analogie est suffisante pour en justifier l'application aux parois de réservoirs.

Pour  $h_1 = 30,5$  cm, la section minimale d'armatures par mètre de hauteur doit être de :

$$0,0025 \times 30,5 \times 100 = 7,6 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne avec des barres de 3/4" (19 mm) un espacement entre axes de 38 cm. On prendra verticalement un écartement de 38 cm dans le petit côté du réservoir, ainsi qu'horizontalement sur une hauteur de 1,20 m dans le bas, mais on adoptera un écartement de 35,5 cm sur le reste de la paroi pour des motifs qui seront exposés plus loin.

### 2.4. Dispositions des armatures horizontales.

La figure 4 montre la disposition et les formes des armatures horizontales. Les barres horizontales placées du côté extérieur de la paroi la plus courte vont jusqu'au droit des arêtes intérieures où elles sont repliées à 90° pour être prolongées du côté en charge des parois les plus longues où elles contribuent à équilibrer le moment négatif dans l'angle.

Dans le grand côté du réservoir toutes les barres horizontales placées le long de la face extérieure pourraient théoriquement être arrêtées en un point situé à douze diamètres (12  $\varnothing$ ) au-delà du point d'inflexion, ce qui, dans l'exemple présent reviendrait à les arrêter à environ 1,5 m des arêtes verticales. Toutefois, il est nécessaire de prolonger certaines barres jusqu'aux angles pour qu'elles servent de liaison entre les armatures verticales. De plus, il est de pratique courante dans les dalles de prolonger la moitié des armatures jusqu'aux appuis. On arrêtera donc une barre sur deux à 1,5 m des arêtes verticales, l'autre barre allant jusqu'à ces arêtes où elle est repliée à 90° pour se prolonger le long de la face intérieure de la paroi la plus courte.

Les barres horizontales qui ont toutes 3/4" de diamètre ( $\varnothing = 19$  mm) peuvent être disposées comme le montre la figure 4. Dans l'angle et du côté intérieur, la section d'acier nécessaire dans les trois quarts supérieurs des parois, soit sur 3,66 m, est de 31,5 cm<sup>2</sup> par mètre de hauteur. En espaçant

#### REMARQUES (1)

— Toutes les armatures sont des ronds de 3/4" (19 mm).

— Les écartements indiqués s'appliquent aux 3/4 supérieurs du réservoir.

— Le quart inférieur présente la même disposition d'armature, mais avec des écartements différents.

— Toutes les parois ont 35,5 cm d'épaisseur.

— Le dessin n'est pas à l'échelle.

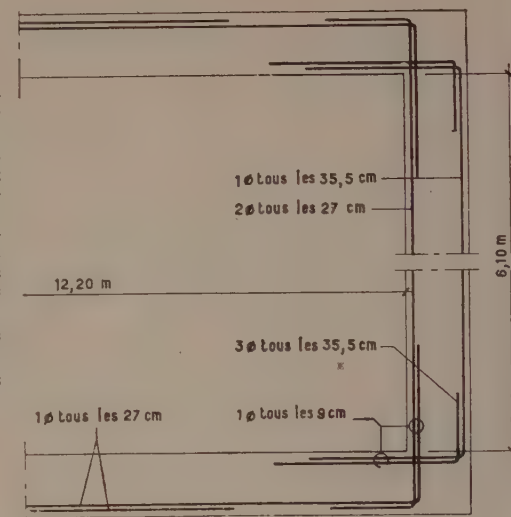


FIG. 4.

les barres de 9 cm on obtient une section de 31,5 cm<sup>2</sup> et un périmètre d'acier  $\pi = 67,5$  cm/ml.

Dans l'angle, et du côté intérieur de la paroi la plus longue une barre sur quatre est le prolongement des armatures extérieures du petit côté dont l'entrave égale 35,5 cm, les trois autres barres, plus courtes et en forme de L, sont réparties dans cet intervalle de 35,5 cm.

Dans le quart inférieur des parois, l'écartement de 12,5 cm donne une section  $w' = 22,8$  cm<sup>2</sup> par mètre de hauteur, répartie ainsi : une barre sur trois, dont l'entre-axe est de 38 cm, provient du petit côté du réservoir, les deux autres barres, courtes et en forme de L, sont ajoutées dans chaque intervalle de 38 cm.

Pour équilibrer les moments positifs dans la paroi longue, la section des armatures horizontales nécessaire est de 21,7 cm<sup>2</sup> en haut et de 18 cm<sup>2</sup> par mètre de hauteur à mi-hauteur. On peut utiliser un écartement entre barres de 13,3 cm dans les trois quarts supérieurs de la paroi, ce qui donne une section  $w' = 21,5$  cm<sup>2</sup>. Une barre sur deux dont l'écartement entre axes vaut 27 cm est recourbée à l'angle du réservoir et se prolonge du côté intérieur de la paroi la plus courte puis, comme la section d'acier requise exige un espacement de 9 cm, on y ajoutera deux barres dans chaque intervalle de 27 cm.

Dans le quart inférieur des parois, l'espacement des aciers choisi pour équilibrer les moments positifs est de 19 cm, on prolongera pour cela une barre sur deux, dont l'espacement est de 38 cm, que l'on recourbera à l'angle du réservoir, et on ajoutera deux barres dans chaque intervalle de 38 cm pour obtenir un espacement entre armatures de 12,5 cm, soit une section d'armatures  $w' = 22,5$  cm<sup>2</sup>.

Les armatures supplémentaires prévues pour équilibrer les moments aux coins de la paroi la plus courte sont constituées par deux barres dans chaque intervalle de 27 cm pour les trois quarts supérieurs du réservoir, et par deux barres dans chaque intervalle de 38 cm pour le quart inférieur du réservoir. Ces barres vont d'un bout à l'autre du petit côté du réservoir le long de la paroi intérieure, ce qui constitue une armature amplement suffisante pour équilibrer les moments négatifs horizontaux dans cette paroi.

(1) N. D. T. Aucune armature ne vient compenser la poussée au vide dans la partie extérieure des angles. Il ne semble pas que ce soit là une mesure très heureuse.

(1) Voir renvoi page 239.



### 2.5. Armatures verticales.

Le moment maximum  $M_x$  dans la bande verticale située au milieu du grand côté du réservoir vaut :

$$M_x = 0,045 \delta \times a^3 = 0,045 \times 1 \times 4,88^3 = 5,25 \text{ tm par mètre de largeur.}$$

Un calcul analogue à celui qui nous a donné la valeur de l'épaisseur utile des parois nécessaires pour résister aux moments de flexion horizontaux (chap. IV, § 1), nous donne pour résister aux moments de flexion verticaux  $h_1 = 17,8 \text{ cm}$ , valeur nettement inférieure aux 30,5 cm choisis plus haut, il s'ensuit que les contraintes de compression correspondantes seront faibles dans la paroi.

Dans un réservoir à ciel ouvert la charge axiale dans une bande verticale de paroi est réduite au seul poids de la paroi, lequel, à une profondeur de 2,45 m, vaut :

$$0,355 \times 2,4 \times 2,45 = 2,1 \text{ t/ml}$$

L'effet de cette charge peut être négligé devant les efforts dus au moment. On tiendra compte de la charge axiale dans un exemple ultérieur de réservoir comportant une couverture.

La section d'acier exigée pour  $M = 5,25 \text{ tm par mètre de largeur}$  est :

$$\omega' = k_1 \frac{M}{h_1} = \frac{5,25 \times 10^5}{1215 \times 30,5} = 14,2 \text{ cm}^2$$

L'effort tranchant maximal au fond est donné par le tableau VIII et vaut :

$$T = 0,42 \delta a^2 = 0,42 \times 1 \times 4,88^2 = 10 \text{ t/ml}$$

Et le périmètre d'acier nécessaire pour la liaison est :

$$\pi = \frac{T}{\frac{7}{8} t_d h_1} = \frac{10000}{\frac{7}{8} \times 10,5 \times 30,5} = 35,7 \text{ cm/ml}$$

On utilise pour cela des barres de 3/4" ( $\varnothing = 19 \text{ mm}$ ) espacées de 16,5 cm ( $\omega' = 17,2 \text{ cm}^2$  et  $\pi = 37 \text{ cm}$ ). On voit donc que, dans ce cas, les armatures sont nécessaires plutôt pour assurer les liaisons que pour équilibrer les moments.

Là où les barres verticales ne sont nécessaires qu'à la solidarisation des armatures horizontales, comme c'est le cas le long de la face intérieure près des angles du réservoir, ces barres seront aussi d'un diamètre de 3/4" ( $\varnothing = 19 \text{ mm}$ ) et on les disposera tous les 75 cm.

Il est avantageux, mais non essentiel de prendre un même diamètre pour toutes les barres. Il est également important de choisir le plus petit diamètre possible pour celles-ci car l'adhérence est alors bien meilleure.

## CHAPITRE V

### CALCUL D'UN RÉSERVOIR MONOCELLULAIRE FERMÉ

Le réservoir étudié dans ce chapitre diffère de celui étudié dans le chapitre IV en ce qu'on considère le bord supérieur des parois articulé et non libre. Cette condition est réalisée quand le réservoir est recouvert d'une dalle en béton maintenue aux parois latérales par des goujons, mais sans qu'il y ait d'armatures proprement dites qui tiennent la dalle aux côtés du réservoir.

Les coefficients de moments donnés par le tableau VI sont reproduits ci-dessous pour le réservoir qui nous intéresse.

Tous les coefficients correspondants à  $x = 0$  (bord supérieur) et  $x = a$  (bord inférieur) ne sont pas mentionnés car ils sont nuls.

Lorsque le bord supérieur des parois est libre, on a les maxima suivants :

$$M_x = + 0,045 \delta a^3 \quad M_y = - 0,092 \delta a^3$$

Lorsque le bord supérieur des parois est articulé, on a les maxima suivants :

$$M_x = + 0,052 \delta a^3 \quad M_y = - 0,053 \delta a^3$$

On peut donc s'attendre à ce que la paroi articulée en haut porte plus dans le sens vertical et moins dans le sens horizontal, remarquons pourtant que le coefficient de moment maximal dans le sens vertical n'est, pour le réservoir à ciel ouvert, que de 13 % inférieur à celui du réservoir fermé.

Il est également intéressant de remarquer que le coefficient maximal de  $M_y$  pour  $y = 0$  vaut + 0,069 quand le bord supérieur est libre et + 0,018 quand celui-ci est articulé : ainsi, le fait d'avoir un appui articulé en haut entraîne une réduction considérable des moments horizontaux, en particulier quand  $y = 0$ .

#### Calculs.

##### 1. Efforts horizontaux.

Le moment maximal étant :

$$M = - 0,053 \delta a^3 = - 0,053 \times 1 \times 4,88^3 = - 6,15 \text{ tm/ml.}$$

L'épaisseur utile de la paroi est donnée par la relation :

$$h_1' \geq \frac{M}{k_1 b'} = \frac{6,15}{166 \times 1} = 0,037 \text{ et } h \geq 0,19 \text{ m}$$

$x$ $a$	$y = 0$		$y = \frac{b}{4}$		$y = \frac{b}{2}$		$z = \frac{c}{4}$		$z = 0$	
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0,23	+ 0,032	+ 0,011	+ 0,022	+ 0,010	- 0,006	- 0,032	+ 0,003	+ 0,004	+ 0,007	+ 0,012
0,50	+ 0,02	+ 0,018	+ 0,038	+ 0,017	- 0,001	- 0,033	+ 0,003	+ 0,007	+ 0,008	+ 0,019
0,75	+ 0,018	+ 0,015	+ 0,037	+ 0,014	- 0,010	- 0,048	+ 0,014	+ 0,008	+ 0,022	+ 0,016

L'effort tranchant maximal relevé sur la figure 1 pour l'arête latérale vaut :

$$0,41 \delta a^2 = 0,41 \times 1 \times 4,88^2 = 9,8 \text{ t/ml}$$

ce qui exige une épaisseur utile minimale :

$$h_1 = \frac{T}{8 t_b b'} = \frac{9800}{8 \times 4,2 \times 100} = 26,5 \text{ cm}$$

C'est donc l'effort tranchant qui détermine l'épaisseur du mur;  $h_1$  sera pris égal à 28 cm, ce qui donne une épaisseur totale de  $28 + 5 = 33 \text{ cm}$  pour la paroi.

Dans cet exemple, seule la section maximale d'acier sera déterminée et le lecteur se reportera au chapitre IV pour la forme et la disposition des armatures.

Le moment horizontal à mi-hauteur d'une arête verticale vaut 6,15 tm. La tension axiale, d'après le coefficient d'effort tranchant donné par la figure 1 pour  $\frac{b}{a} = 2,5$  telle que les moments dans les parois soient les mêmes de part et d'autre de l'arête est :

$$N = 0,37 \delta a^2 = 0,37 \times 1 \times 4,88^2 = 8,8 \text{ t/ml},$$

valeur devant laquelle nous mettrons un signe moins (—) pour montrer qu'il s'agit d'une traction; (le signe moins (—) devant un moment indique seulement une tension du côté intérieur de la paroi et on peut par ailleurs le négliger dans les calculs).

En suivant la méthode exposée dans l'exemple du chapitre IV, nous calculons :

$$f' = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - d' = \frac{6,15}{-8,8} + \frac{0,28 - 0,05}{2} = -0,585 \text{ m}$$

$$Nf' = -8,8 \times (-0,585) = 5,15 \text{ tm}$$

d'où :

$$k_1 = \frac{Nf'}{b'h_1^2} = \frac{5,15}{1 \times 0,28^2} = 66 \text{ t/m}^2$$

On admet la valeur  $k_1 = 166 \text{ t/m}^2$  pour  $n_a'/m/n_b = 1400/10/95$ , il s'ensuit que les contraintes de compression sont faibles et que  $\gamma_1$  est approximativement égal à 0,91.

On trouve alors :

$$\omega' = k_1' \frac{Nf'}{h_1} - \frac{N}{n_a} = \frac{Nf'}{\gamma_1 h_1 n_a} \left( 1 - \frac{\gamma_1 h_1}{f'} \right)$$

$$\omega' = \frac{5,15 \times 10^5}{0,91 \times 28 \times 1400} \left( 1 - \frac{0,91 \times 0,28}{-0,585} \right) = 21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour résister à un effort tranchant de 8,8 t/ml, il faut que la section d'acier ait un périmètre total :

$$\pi = \frac{T}{8 \times t_b \times h_1} = \frac{8.800}{8 \times 10,5 \times 28} = 34 \text{ cm/ml}$$

On peut disposer les barres de 3/4" ( $\varnothing = 19 \text{ mm}$ ) tous les 12,7 cm; ce qui correspond à :

$$\omega' = 22,5 \text{ cm}^2 \text{ et } \pi = 47 \text{ cm}$$

C'est donc ici les moments de flexion qui imposent la section d'acier nécessaire.

## 2. Efforts verticaux.

Dans le sens vertical, le moment maximal est :

$$M = 0,052 \times \delta a^3 = 0,052 \times 1 \times 4,88^3 = 6,05 \text{ tm/ml}$$

de plus, il existe une compression axiale dans la section soumise à ce moment, pour laquelle on prend les valeurs suivantes :

2,44 m de hauteur de paroi :

$$2,44 \times 0,33 \times 2,4 = 1,95 \text{ t/ml}$$

30,5 cm de béton en couverture :

$$0,305 \times 2,4 \times \frac{6,10}{2} = 2,25 \text{ t/ml} *$$

90 cm de remblai

$$0,90 \times 1,6 \times \frac{6,10}{2} = 4,30 \text{ t/ml} *$$

Surcharge

$$0,500 \times \frac{6,10}{2} = 1,52 \text{ t/ml} *$$

$$\hline 10,00 \text{ t/ml}$$

Il est prudent de vérifier les contraintes de compression pour  $N = 10 \text{ t/ml}$  et de calculer les armatures tendues pour  $N = 1,95 + 2,25 = 4,20 \text{ t/ml}$  où le remblai et la surcharge ne sont pas pris en compte.

Vérifions la contrainte de compression :

$$f' = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - d' = \frac{6,05}{10,0} + \frac{0,28 - 0,05}{2} = 0,605 + 0,115$$

$$f' = 0,72 \text{ m}$$

$$Nf' = 10,0 \times 0,72 = 7,2 \text{ tm}$$

d'où :

$$k_1 = \frac{Nf'}{b'h_1^2} = \frac{7,2}{1 \times 0,28^2} = 92 \text{ t/m}^2$$

la contrainte de compression du béton est alors approximativement  $65 \text{ kg/cm}^2$ , pour  $R'_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$  et  $m = 10$ .

Pour trouver la section d'acier, calculons :

$$f' = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - d' = \frac{6,05}{4,20} + 0,115 = 1,42 + 0,115$$

$$f' = 1,54 \text{ m}$$

En prenant  $\gamma_1 = 0,90$ , ce qui est satisfaisant pour ce cas-ci, on a :

$$\omega' = \frac{Nf'}{\gamma_1 h_1 n_a} \left( 1 - \frac{\gamma_1 h_1}{f'} \right)$$

$$\omega' = \frac{4,2 \times 1,54 \times 10^5}{0,90 \times 28 \times 1400} \left( 1 - \frac{0,90 \times 0,28}{1,54} \right) = 14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'effort tranchant en bas de la bande verticale est, d'après le tableau VII :

$$0,33 \delta a^2 = 0,33 \times 1 \times 4,88^2 = 7,85 \text{ t/ml}$$

\* Les dimensions relatives du réservoir objet de cette étude sont telles que, pour la détermination de la compression axiale dans les parois latérales, seule la portée la plus faible intervient dans la transmission des charges de la dalle de couverture. Une étude plus rigoureuse de l'effort tranchant dans la dalle de couverture est faite dans le chapitre VI.



auquel correspond un périmètre de barres :

$$\pi = \frac{7\,850}{\frac{7}{8} \times 10,5 \times 28} = 30,5 \text{ cm/ml}$$

Nous disposerons des ronds de 3/4" ( $\varnothing = 19 \text{ mm}$ ) tous les 18 cm ce qui donne :

$$\omega' = 15,8 \text{ cm}^2 \text{ par mètre linéaire.}$$

$$\pi = 33 \text{ cm par mètre linéaire.}$$

## CHAPITRE VI

### CALCUL DES DALLES DE COUVERTURE ET DES DALLES DE FOND

#### 1. Dalle de couverture.

Le réservoir étudié dans le chapitre V est couvert par une dalle en béton. Supposons cette dalle simplement appuyée sur ses quatre bords et calculons-la pour une surcharge de  $500 \text{ kg/m}^2$  et un remblai pesant  $1400 \text{ kg/m}^2$ .

Si on évalue l'épaisseur de la dalle à  $30,5 \text{ cm}$ , la charge totale pour les calculs est :

$$q = 500 + 1400 + 0,305 \times 2\,400 = 2\,650 \text{ kg/m}^2 \text{ soit } 2,65 \text{ t/m}^2$$

Le tableau IV nous donnant pour le rapport  $\frac{12,20}{6,10} = 2,0$ , un coefficient de moment maximal égal à  $0,100$ , nous trouvons comme valeur maximale du moment dans la dalle :

$$M = 0,100 \delta a^2 = 0,100 \times 2,65 \times 6,10^2 = 9,9 \text{ tm par mètre de largeur.}$$

Un calcul analogue à celui du chapitre IV donne pour  $n'_a/m/n_b = 1\,400/10/95$  et  $M = 9,9 \text{ tm}$  une épaisseur utile minimale  $h_1 = 25,5 \text{ cm}$  d'où l'épaisseur totale de la dalle  $25,5 + 5 = 30,5 \text{ cm}$ .

Si la portée la plus faible intervenait seule dans la transmission des charges, l'effort tranchant serait :

$$\frac{\delta a}{2} = \frac{2,65 \times 6,10}{2} = 8,10 \text{ t/ml}$$

En réalité, celui-ci ne vaut que  $r \frac{\delta \times a}{2}$ , avec  $r = 0,89$  (d'après le Code Américain du Béton Armé<sup>(1)</sup>)

Ce qui donne :

$$T = 8,10 \times 0,89 = 7,2 \text{ t/ml}$$

soit un cisaillement unitaire :

$$t_b = \frac{T}{\frac{7}{8} \times b' h_1} = \frac{7\,200}{\frac{7}{8} \times 100 \times 25,5} = 3,25 \text{ kg/cm}^2$$

d'où le périmètre des armatures nécessaires dans le sens de la petite portée :

$$p = \frac{T}{\frac{7}{8} \times t_b \times h_1} = \frac{7\,200}{\frac{7}{8} \times 10,5 \times 25,5} = 30,5 \text{ cm/ml}$$

(1) Il s'agit du Code Américain du Béton Armé (équivalent de nos règlements) dont une traduction résumée a été publiée dans la revue *Construction* (t. 12; n° 4, p. 91, mars 1957 et n° 6, p. 183, juin 1957). N. D. T.

La section des armatures servant à équilibrer le moment de flexion maximal dans le sens de la petite portée est :

$$\omega' = h'_1 \frac{M}{h_1} = \frac{9,9 \times 10^6}{1\,215 \times 25,5} = 32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La dalle peut être armée de barres de 7/8" ( $\varnothing = 22,2 \text{ mm}$ ) placées tous les  $11,5 \text{ cm}$  ( $\omega' = 33,5 \text{ cm}^2$  et  $p = 61 \text{ cm}$ ); dont la moitié sera relevée sur appui.

Sur la grande portée la section maximale des armatures est :

$$\omega' = k'_1 \frac{M}{h_1} = \frac{0,038 \times 2,65 \times 6,10^2}{1\,215 \times 25,5} 10^6 = 12,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On armera le milieu de la dalle de ronds de 5/8" ( $\varnothing = 15,9 \text{ mm}$ ) espacés entre eux de  $16,5 \text{ cm}$ . La section minimale d'acier doit être choisie telle que :

$$\omega' \geq 0,0025 b' h_1 = 0,0025 \times 100 \times 25,5 = 6,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

comme le spécifie le Code Américain<sup>(1)</sup> pour les dalles appuyées sur les quatre bords. En effet, sauf en ce qui concerne les coefficients de moments qui sont donnés par le tableau IV, les spécifications du Règlement Américain restent valables.

Une dalle qui porte dans deux directions perpendiculaires tend à se soulever dans les angles. Si l'on combat cette tendance en goujonnant la dalle sur ses appuis, il existe une certaine probabilité pour que le dessus de la dalle se fissure dans les coins. Il est donc bon de prévoir une armature supérieure suffisante dans ces coins, par exemple une section totale d'armatures de  $0,5 \times h_1 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ( $h_1$  étant exprimé en cm) dans chaque sens. On prendra comme longueur pour ces aciers :

$$\frac{a}{4} = \frac{6,10}{4} = 1,50 \text{ m}$$

#### 2. Dalle de fond.

Supposons que le réservoir étudié dans le chapitre V ait une dalle de fond en béton armé. Le poids de la dalle de fond et du liquide entreposé ne provoquent pas de moment de flexion ni d'effort tranchant dans le béton si le sol sous-jacent est compacté convenablement et uniformément.

Le poids transmis à leur base par les parois latérales est de :

Dalle de couverture :

$$2,65 \times 6,75 \times 12,85 = 230 \text{ tonnes}$$

Parois latérales :

$$2 (6,4 + 12,5) \times 4,88 \times 0,33 \times 2,4 = 145 \text{ tonnes}$$

$$375 \text{ tonnes}$$

Si la dalle de fond dépasse à l'extérieur les parois latérales de 23 cm, sa surface est de :

$$13,3 \times 7,25 = 96 \text{ m}^2$$

Ce qui donne un taux de travail moyen du sol de :

$$\tau = \frac{375}{96} = 3,9 \text{ t/m}^2$$

C'est ce taux qui servira de base pour le calcul de la dalle de fond, exactement comme la valeur  $q = 2,65 \text{ t/m}^2$  avait servi pour le calcul de la dalle de couverture.

La charge moyenne totale sur le sol de fondation est, en prenant une dalle de fond de 40 cm d'épaisseur :

$$4,88 \times 1 + 3,90 + 2,4 \times 0,40 = 9,76 \text{ t/m}^2$$

C'est à ce taux que doit pouvoir travailler le sol.

Si des sous-pressions hydrostatiques importantes peuvent s'exercer au droit du réservoir, il est nécessaire de calculer la dalle de fond en tenant compte de l'action de cette sous-pression lorsque le réservoir est vide.

## CHAPITRE VII

### CALCUL DES RÉSERVOIRS COMPORTANT PLUSIEURS CELLULES

Les réservoirs à plusieurs cellules ne se prêtent pas facilement à une étude mathématiquement exacte des contraintes. Mais il est possible, à l'aide des tableaux donnés plus haut pour les réservoirs monocellulaires et les parois isolées à bords verticaux encastrés, d'évaluer avec une approximation suffisante les coefficients de moments pour un réservoir comportant plusieurs cellules disposées symétriquement.

La méthode exposée pour ces réservoirs est donc approchée; elle peut cependant servir de guide à l'ingénieur dans ses calculs car les résultats sont évalués avec une marge suffisante de sécurité.

Les moments dans un réservoir multicellulaire sont en gros les mêmes que ceux d'un réservoir monocellulaire: en effet la rotation d'une arête a peu d'influence sur les contraintes du béton à proximité des autres arêtes quand le réservoir a ses panneaux appuyés sur trois ou quatre côtés.

Mais il n'en est pas de même pour les arêtes communes à plus de deux parois.

Les coefficients de moments donnés par les tableaux V et VI que nous désignerons par la lettre L s'appliquent aux arêtes extérieures, c'est-à-dire celles situées dans les coins en forme de L des réservoirs multicellulaires (cf. fig. 5 a), ainsi qu'en tout point courant des parois verticales correspondant aux coordonnées des tableaux  $y = \frac{b}{4}$ ,  $y = 0$ ,  $z = \frac{c}{4}$  et  $z = 0$ .

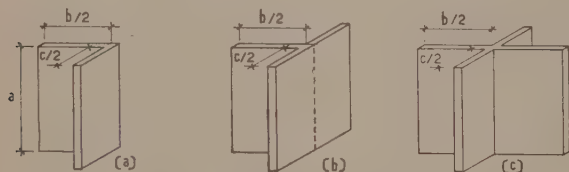


FIG. 5.

Les coefficients de moments le long d'une arête commune à plus de deux parois sont fonction du nombre de parois en contact et du remplissage relatif des cellules voisines.

Dans la figure 5b, trois parois font un ensemble en forme de T. Si la paroi continue, c'est-à-dire la barre du T, fait partie des côtés longs de deux cellules rectangulaires adjacentes, le moment de flexion est maximal dans la paroi continue au droit de la paroi transversale quand les deux cellules sont pleines. L'arête commune est alors fixe, les parois encastrées et les coefficients de moment, que nous désignerons par la lettre K, sont donnés par les tableaux I, II ou III selon que les

arêtes du haut et du bas sont libres, articulées ou encastrées ces trois tableaux s'appliquant aux parois ayant leurs bords verticaux encastrés.

Si la paroi continue fait partie des côtés courts de deux cellules rectangulaires adjacentes, le moment d'un côté de l'intersection est maximal quand la cellule correspondante est pleine tandis que l'autre est vide. De même le moment d'encastrement le long de l'intersection est maximal dans la paroi centrale quand seule une cellule est remplie. Pour ce cas de charges, la valeur du coefficient de moment se situe quelque part entre L et K.

Si l'on ne tient pas compte de la troisième paroi, non chargée, les moments dans les parois en charges sont les mêmes que pour la figure 5 a, c'est-à-dire que les coefficients L s'appliquent.

Si, par contre, on suppose que la troisième paroi ait une rigidité infinie, il y a encastrement le long de l'arête commune et ce sont les coefficients K qu'il faut appliquer.

La valeur intermédiaire représentant le mieux les conditions réelles de moment est donnée par la formule :

$$\text{Moment réduit} = L - \frac{n}{n+2} (L - K)$$

dans laquelle  $n$  représente le nombre de parois concourantes non chargées.

Cette formule se vérifie pour  $n = 0$  et  $n$  infini.

Dans un élément en forme de L, le moment réduit est :

$$L - 0 (L - K) = L$$

Si  $n$  tend vers l'infini,  $\frac{n}{n+2}$  tend vers 1, d'où le moment réduit :

$$L - (L - K) = K$$

ce qui se vérifie également.

Dans la figure 5c, deux parois se croisent à angle droit. Si ces parois correspondent à des cellules carrées, les moments, le long de l'arête commune, sont maximaux quand deux des cellules sont remplies, et les coefficients K des tableaux I, II et III s'appliquent sans modification puisqu'aucune rotation ne se produit.

Si les cellules sont rectangulaires les moments dans la plus longue des parois qui se coupent sont maximaux quand les deux cellules situées du même côté de la cloison considérée



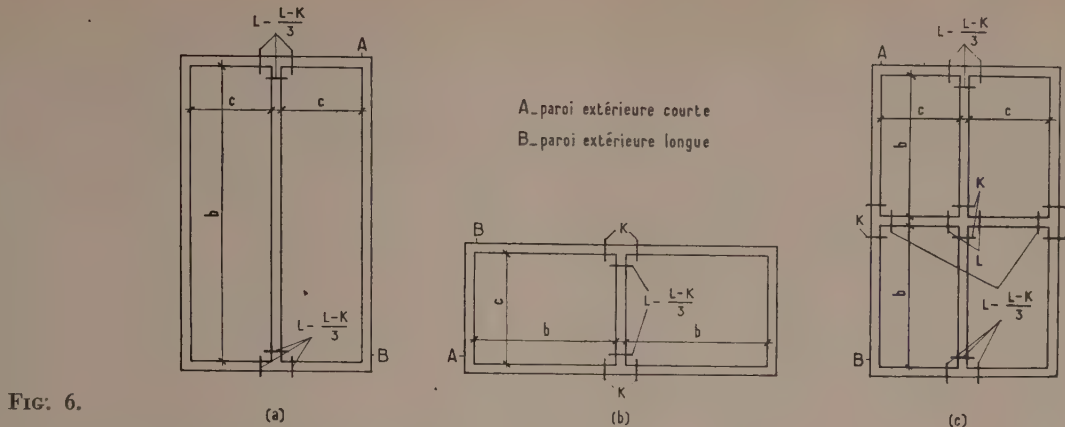


FIG. 6.

sont pleines et ici encore les coefficients  $K$  s'appliquent. Les moments dans la plus courte des parois qui se coupent sont maximaux quand deux cellules diagonalement opposées sont pleines et dans ce cas les coefficients  $L$  s'appliquent.

La figure 6 donne les coefficients de moments aux croisements de cloisons pour des réservoirs à deux et quatre cellules. Les coefficients  $L$  des tableaux V et VI sont applicables là où la figure 6 ne précise rien.

## CHAPITRE VIII

### RÉSERVOIR COMPORTANT DEUX CELLULES SÉPARÉES PAR UNE CLOISON CENTRALE PARALLÈLE AU GRAND COTÉ

Le réservoir de la figure 7 est constitué par deux cellules indépendantes dont chacune a les mêmes dimensions intérieures que les réservoirs étudiés aux chapitres IV et V. On supposera ce réservoir à ciel ouvert.

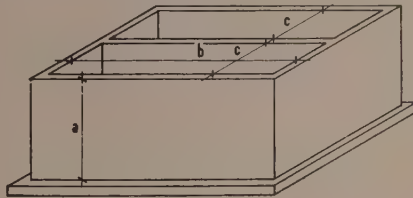


FIG. 7.

En se rapportant aux types décrits par la figure 5, le réservoir est constitué de quatre éléments, en forme de L et de deux en forme de T.

Les coefficients  $A$  sont donnés par le tableau V pour  $\frac{b}{a} = 2,50$  et  $\frac{c}{a} = 1,25$ . Les coefficients  $B$  sont donnés par le tableau II pour  $\frac{b}{a} = 2,5$  et  $1,25$ ; nous les reproduisons p. 264.

On remarquera que les coefficients  $K$  donnés par le tableau ne servent qu'au calcul des coefficients  $L - \frac{L-K}{3}$  utilisés pour l'étude des moments au droit de l'arête commune à la cloison centrale et aux parois latérales (cf. fig. 6a).

Les coefficients pour la cloison centrale correspondent au cas où une seule cellule est remplie, le signe moins (—) indiquant une tension du côté en charge de la cloison. Il faut inverser les signes quand c'est l'autre cellule qui est pleine.

Les coefficients d'effort tranchant donnés par les tableaux VII et VIII ainsi que par les figures 1 et 2 sont applicables aussi bien à la cloison médiane qu'aux parois extérieures. Comme c'est le cisaillement qui commande l'épaisseur des parois, on conserve dans cet exemple la valeur de 35,5 cm trouvée au chapitre IV pour les parois extérieures. Mais on prendra une épaisseur de 38 cm pour la cloison centrale afin d'avoir les mêmes sections d'armatures dans tous les angles.

La figure 8 donne le plan d'armature des aciers horizontaux pour les trois quarts supérieurs du réservoir.

La section maximale des armatures horizontales nécessaire à l'extrémité de la cloison centrale est, en négligeant les tractions axiales :

$$\omega' = k_1' \frac{M}{h_1} = \frac{0,107 \times 4,88^3 \times 10^5}{1\,215 \times 33} = 31 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de hauteur.}$$

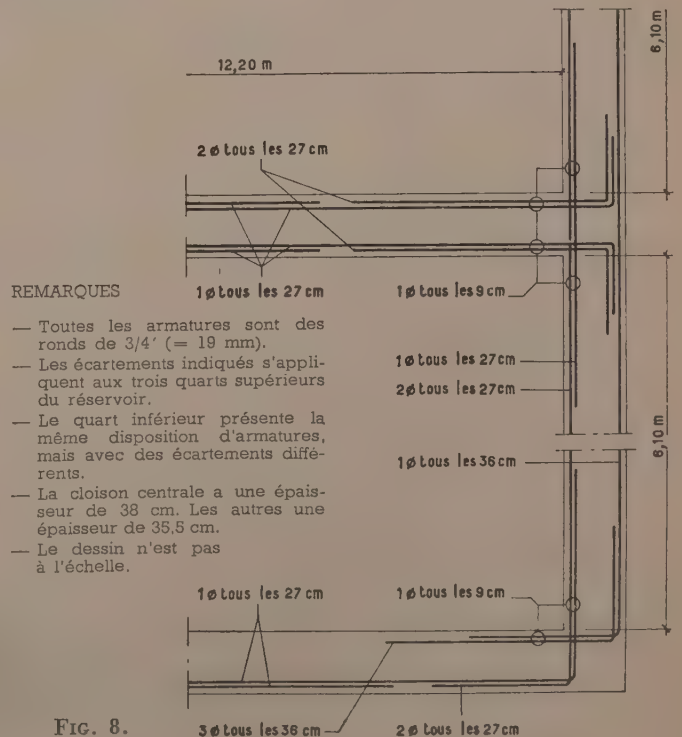


FIG. 8.

PAROIS EXTÉRIEURES LONGUES						
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,50$ et $\frac{c}{a} = 1,25$						
$\frac{x}{a}$	$y = \frac{b}{2}$		$y = \frac{b}{4}$		$y = 0$	
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	— 0,092	0,000	+ 0,035	0,000	+ 0,069
0,25	— 0,018	— 0,089	+ 0,018	+ 0,034	+ 0,026	+ 0,059
0,50	— 0,016	— 0,052	+ 0,031	+ 0,031	+ 0,045	+ 0,045
0,75	— 0,012	— 0,089	+ 0,034	+ 0,020	+ 0,044	+ 0,029

PAROIS EXTÉRIEURES COURTES										
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,50$ et $\frac{c}{a} = 1,25$						Coefficients K donnés par le tableau II pour $\frac{b}{a} = 1,25$		$L - \frac{L - K}{3}$		
$\frac{z}{a}$	$z = \frac{c}{2}$		$z = \frac{c}{4}$		$z = 0$		$z = \frac{c}{2}$ (au droit de la cloison centrale)			
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	— 0,092	0,000	— 0,030	0,000	— 0,010	0,000	— 0,034	0,000	— 0,073
0,25	— 0,018	— 0,089	— 0,006	— 0,024	— 0,002	— 0,003	— 0,008	— 0,042	— 0,015	— 0,073
0,50	— 0,016	— 0,082	+ 0,003	— 0,012	+ 0,008	+ 0,007	— 0,010	— 0,049	— 0,014	— 0,071
0,75	— 0,012	— 0,089	+ 0,011	— 0,002	+ 0,018	+ 0,008	— 0,009	— 0,044	— 0,011	— 0,054

CLOISON CENTRALE										
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,5$ et $\frac{c}{a} = 1,25$						Coefficients K donnés par le tableau II pour $\frac{b}{a} = 2,50$		$L - \frac{L - K}{3}$		
$\frac{x}{a}$	$y = 0$		$y = \frac{b}{4}$		$\frac{b}{2}$					
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	+ 0,069	0,000	+ 0,035	0,000	— 0,092	0,000	— 0,138	0,000	— 0,107
0,25	+ 0,026	+ 0,059	+ 0,018	+ 0,034	— 0,018	— 0,039	— 0,026	— 0,132	— 0,021	— 0,103
0,50	+ 0,045	+ 0,043	+ 0,031	+ 0,031	— 0,016	— 0,082	— 0,023	— 0,118	— 0,018	— 0,093
0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,020	— 0,012	— 0,059	— 0,016	— 0,078	— 0,013	— 0,065

Des armatures de  $3/4''$  ( $\varnothing = 19$  mm) disposés tous les 9 cm, comme dans les angles extérieurs (cf. chap. IV) donnent une section totale  $\omega' = 31,5 \text{ cm}^2$  par mètre de hauteur, il y a un léger excédent d'acier qui servira à équilibrer les tractions axiales.

La section maximale des armatures horizontales au milieu de la cloison centrale est la même que celle calculée pour les parois latérales du réservoir étudié au chapitre IV, elle correspond à des barres de  $3/4''$  ( $\varnothing = 19$  mm) espacées de 13,3 cm. Cette armature, symétrique, est à prévoir sur les deux faces de la cloison centrale.

La section maximale des armatures horizontales nécessaires du côté intérieur des parois latérales les plus courtes, au droit de la cloison centrale est, en ne tenant pas compte des tractions axiales :

$$\omega' = k_1 \frac{M}{h_1} = \frac{0,073 \times 4,88^3}{1,215 \times 30,5} \times 10^6 = 23 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de hauteur,}$$

les barres de  $3/4''$  ( $\varnothing = 19$  mm) espacées de 9 cm donnent une section au mètre de hauteur de  $31,5 \text{ cm}^2$  ce qui laisse une



ample marge pour les tractions axiales. Bien qu'il y ait un petit excès d'armatures au point considéré, on n'a pas de gaspillage sérieux, car la disposition des armatures est pratique et les barres en excédent, désignées sur la figure 8 par la mention « 1 Ø tous les 27 cm » sont relativement courtes.

Deux barres, dans chaque intervalle de 27 cm, s'étendent tout au long des parois latérales les plus courtes, car un minimum d'armatures est nécessaire du côté intérieur, au milieu de la portée à certains niveaux.

A ces mêmes barres sont ajoutées des armatures supplémentaires dans les coins extérieurs pour équilibrer les moments négatifs.

Les armatures verticales sont les mêmes que pour le réservoir étudié dans le chapitre IV, puisque le pourcentage minimal admissible d'armatures dépasse celui qui suffirait à équilibrer les moments verticaux calculés.

## CHAPITRE IX

### RÉSERVOIR COMPORTANT DEUX CELLULES SÉPARÉES PAR UNE CLOISON CENTRALE PARALLÈLE AU PETIT COTÉ

Le réservoir représenté par la figure 9 est constitué de deux cellules ayant les mêmes dimensions intérieures que les cellules représentées par la figure 7. La différence est que la cloison commune était celle ayant 12,20 m de long dans le cas de la figure 7 alors qu'ici la cloison commune est celle de 6,10 m de long.

La méthode de calcul est identique à celle appliquée pour le réservoir étudié au chapitre précédent, mais le tableau des coefficients est différent car c'est la paroi latérale la plus longue qui se prolonge d'une cellule à l'autre tandis que précédemment c'était la plus courte.

On voit sur le tableau ci-dessous que la paroi la plus longue doit être dimensionnée pour un moment  $M_y$  maximal qui se produit en son centre et qui a pour coefficient — 0,138, alors

que dans le réservoir étudié au chapitre VIII ce moment avait un coefficient de — 0,092 correspondant à un point situé le long d'une arête verticale.

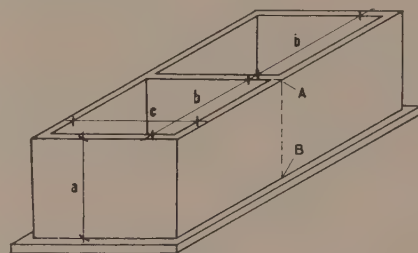


FIG. 9.

PAROIS EXTÉRIEURES COURTES								
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,50$ et $\frac{c}{a} = 1,25$								
$\frac{x}{a}$	$z = \frac{c}{2}$		$z = \frac{c}{4}$		$z = 0$			
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$		
0	0,000	— 0,092	0,000	— 0,030	0,000	— 0,010		
0,25	— 0,018	— 0,089	— 0,006	— 0,024	— 0,002	— 0,003		
0,50	— 0,016	— 0,082	+ 0,003	— 0,012	+ 0,008	+ 0,007		
0,75	— 0,012	— 0,059	+ 0,011	— 0,002	+ 0,018	+ 0,008		

PAROIS EXTÉRIEURES LONGUES								
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,50$ et $\frac{c}{a} = 1,25$							Coefficients K donnés par le tableau II pour $\frac{b}{a} = 2,5$	
$\frac{x}{a}$	$y = \frac{b}{2}$		$y = \frac{b}{4}$		$y = 0$		$y = \frac{b}{2}$	
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	— 0,092	0,000	+ 0,035	0,000	+ 0,069	0,000	— 0,138
0,25	— 0,018	— 0,089	+ 0,015	+ 0,034	+ 0,026	+ 0,059	— 0,023	— 0,132
0,50	— 0,016	— 0,082	+ 0,031	+ 0,031	+ 0,048	+ 0,048	— 0,023	— 0,118
0,75	— 0,012	— 0,059	+ 0,034	+ 0,020	+ 0,044	+ 0,029	— 0,016	— 0,078

CLOISON CENTRALE											
Coefficients L donnés par le tableau V pour $\frac{b}{a} = 2,50$ et $\frac{c}{a} = 1,25$						Coefficients K donnés par le tableau II pour $\frac{b}{a} = 1,25$			$L - \frac{L - K}{3}$		
$\frac{x}{a}$	$z = 0$		$z = \frac{c}{4}$		$z = \frac{c}{2}$						
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	
	0	0,000	- 0 010	0 000	- 0 030	0,000	- 0,092	0,000	- 0 034	0,000	- 0 073
	0,25	- 0 002	- 0 003	- 0 006	- 0 024	- 0 018	- 0,089	- 0 008	- 0,042	- 0 015	- 0 073
	0,50	+ 0,008	+ 0 007	+ 0 003	- 0 012	- 0 016	- 0 082	- 0 010	- 0,049	- 0 014	- 0 071
0,75	+ 0,018	+ 0,008	+ 0,011	- 0,002	- 0,012	- 0,089	- 0,009	- 0,044	- 0,011	- 0,054	

Le moment maximal est donc :

$M_y = 0,138 \times 1 \times 4,88^3 = -16$  tm par mètre de hauteur, et l'épaisseur utile de 30,5 cm prise dans le chapitre IV est maintenant juste suffisante eu égard aux contraintes dues au moment.

En effet le calcul donne comme moment résistant :

$$M_r = b'h_1k_1 = 1 \times 0,305^2 \times 166 = 15,5 \text{ tm/ml}$$

Si l'on ne tient pas compte des tractions axiales qui, ici, sont négligeables, il faut une section d'acier par mètre de hauteur de :

$$\omega' = k_1' \frac{M}{h_1} = \frac{16 \cdot 10^5}{1215 \times 30,5} = 43 \text{ cm}^2$$

En disposant des armatures de 7/8'' ( $\varnothing = 22,2$  mm) tous les 9 cm, on obtient une section par mètre de hauteur  $\omega' = 43 \text{ cm}^2$ , ce qui est satisfaisant.

Si l'on donne à la cloison centrale 28 cm d'épaisseur au lieu de 38 cm comme dans l'exemple précédent, on pourra adopter les mêmes armatures avec la même disposition.

$$\omega' = \frac{0,073 \times 4,88^3}{1215 \times 23} \times 10^5 = 30,5 \text{ cm}^2$$

Cette section est assurée en disposant des barres de 3/4'' ( $\varnothing = 19$  mm) tous les 9 cm ( $\omega' = 32 \text{ cm}^2$ ).

## CHAPITRE X

### RÉSERVOIR COMPORTANT QUATRE CELLULES

Le réservoir représenté par la figure 10 est constitué par quatre cellules ayant pour dimensions intérieures :

$$a = 4,88 \text{ m} \quad b = 12,20 \text{ m} \quad c = 6,10 \text{ m}$$

Ce réservoir comporte quatre éléments en forme de L (cf. fig. 5 a) quatre en forme de T (cf. fig. 5 b) et un élément central en forme de croix.

La méthode de calcul est la même que dans les exemples précédents. Le tableau des coefficients de moments ne différera que peu de ceux des exemples des chapitres VIII et IX, on peut l'établir en se reportant à ces tableaux et à la figure 6 c.

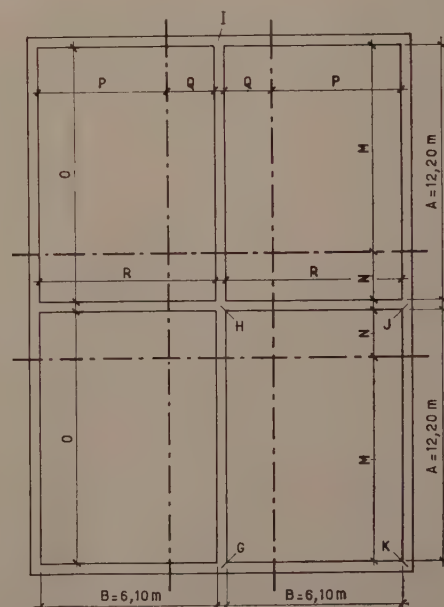


FIG. 10.



## CHAPITRE XI

## DALLE DE COUVERTURE POUR RÉSERVOIR COMPORTANT QUATRE CELLULES

La dalle de couverture étudiée ci-dessous correspond au réservoir à quatre cellules représenté par la figure 10.

Les charges prises en compte sont les suivantes :

Surcharge.....	500
Remblai .....	1 440
Poids propre (estimation).....	740

TOTAL.. ..... 2 680 kg/m<sup>2</sup>

Le calcul est ici fait d'après le chapitre du Code Américain (1) concernant les dalles appuyées sur quatre côtés.

Pour une dalle d'angle, ce qui est le cas de chacune des quatre parties de la couverture, le Code Américain donne un coefficient de portée réduite égal à 0,87. Ce coefficient s'applique aux deux directions de la dalle et par conséquent le rapport des côtés à prendre en compte est  $r = \frac{0,87a}{0,87b} = \frac{a}{b}$ .

Un des tableaux du Code Américain donne les valeurs de calcul  $C_a$  et  $C_b$  que nous reproduisons ci-dessous :

$$\text{pour } \frac{a}{b} = \frac{12,10}{6,10} = 2,00 \quad C_a = 0,06$$

$$\text{pour } \frac{b}{a} = \frac{6,10}{12,10} = 0,50 \quad C_b = 0,89$$

**Moments de flexion.**

Toujours en appliquant le Code Américain on trouve les moments maximaux suivants dans la couverture :

**Petite portée.**

Moment positif

$$\frac{1}{14} C_b \times \delta \times b^2 = \frac{0,89 \times 2,68 \times 6,10^2}{14} = 6,35 \text{ tm/ml}$$

Moment négatif :

$$\frac{1}{9} C_b \times \delta \times b^2 = \frac{0,89 \times 2,68 \times 6,10^2}{9} = 9,9 \text{ tm/ml}$$

**Grande portée.**

Moment positif :

$$\frac{1}{14} C_a \times \delta \times a^2 = \frac{0,06 \times 2,68 \times 12,2^2}{14} = 1,72 \text{ tm/ml}$$

Moment négatif :

$$\frac{1}{9} C_a \times \delta \times a^2 = \frac{0,06 \times 2,68 \times 12,2^2}{9} = 2,68 \text{ tm/ml}$$

L'épaisseur utile de la dalle est donnée par la relation :

$$h_1^2 \geq \frac{M}{k_1 b'} = \frac{9,9}{166 \times 1} = 0,062 \text{ et } h_1 \geq 0,255 \text{ m}$$

La dalle de couverture aura ainsi une épaisseur totale de

25,5 + 5 = 30,5 cm, et la section maximale d'armature nécessaire pour équilibrer le moment négatif vaudra :

$$\omega' = \frac{k_1' M}{h_1} = \frac{9,9 \cdot 10^5}{1\,215 \times 25,5} = 32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section maximale d'acier nécessaire pour équilibrer le moment positif sera :

$$\omega' = k_1' \frac{M}{h_1} = \frac{6,35 \cdot 10^5}{1\,215 \times 25,5} = 20,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On disposera des barres de 1'' ( $\varnothing = 25,4 \text{ mm}$ ) tous les 24 cm ( $\omega' = 21 \text{ cm}^2$ ). En relevant une barre sur deux près des appuis on obtiendra, avec les barres relevées des dalles contigües, une section totale de 21 cm<sup>2</sup> par ml, les armatures étant écartées de 24 cm entre elles. On disposera en plus, comme armature supérieure, un rond de 1'' ( $\varnothing = 25,4 \text{ mm}$ ) tous les 48 cm, soit dans un intervalle sur deux des barres relevées; la section totale est alors de 31,5 cm<sup>2</sup>/ml sur appui ( $\pi = 50 \text{ cm}$ ).

**Effort tranchant.**

Le tableau 2 du Code donne pour le rapport

$$\frac{b}{a} = \frac{6,10}{12,20} = 0,50$$

un coefficient  $C_{sa} = 0,89$  d'où un effort tranchant par mètre linéaire :

$$C_{sa} \frac{\delta b}{2} = \frac{0,89 \times 2,68 \times 6,10}{2} = 7,3 \text{ t/ml}$$

Puisque les moments de flexion valent 9,9 tm/ml au droit de la cloison médiane et 0 tm sur les bords extérieurs, il faut ajouter à l'effort tranchant la valeur :

$$\frac{9,9 - 0}{6,10} = 1,6 \text{ t/ml}$$

soit au total :

$$T = 7,3 + 1,6 = 8,9 \text{ t/ml}$$

d'où :

$$t_b = \frac{T}{\frac{7}{8} b' h_1} = \frac{8,900}{\frac{7}{8} 100 \times 25,5} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_a = \frac{T}{\frac{7}{8} h_1 p} = \frac{8,900}{\frac{7}{8} \times 25,5 \times 50} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

On voit que le cisaillement du béton et le taux d'adhérence des armatures sont inférieurs aux contraintes limites permises.

La figure 10 montre la disposition des armatures : dans la bande M, les armatures sont des ronds de 1'' ( $\varnothing = 25,4 \text{ mm}$ ) espacés de 24 cm, celles-ci étant alternativement droites et relevées sur appui. Cette disposition répond aux spécifications du Code Américain sur les armatures longitudinales d'une travée de rive, qui, dans ce cas, doivent comporter au moins une barre de 1'' ( $\varnothing = 25,4 \text{ mm}$ ) tous les 48 cm.

Ce Code autorise une réduction de 25 % des armatures inférieures dans la bande N voisine de la cloison centrale

(1) Cf. note p. 239.

(cf. fig. 10), cette réduction est réalisée en remplaçant les armatures rectilignes de 1'' par des armatures de 3/4'' ( $\varnothing = 19$  mm) dans cette zone, ce qui permet de ne pas modifier l'espacement des barres.

La section des armatures dans le sens de la grande portée ne doit pas être inférieure au tiers de la section des armatures dans le sens perpendiculaire (Code Américain). La bande P comporte donc des armatures de 5/8'' ( $\varnothing = 15,9$  mm) tous les 28 cm, ce qui représente par mètre linéaire une section d'acier :

$$\omega' = 7,1 \text{ cm}^2 > \frac{21}{3} = 7,0 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE XII

### PAROIS DE RÉSERVOIRS A CONTREFORTS

Dans les réservoirs présentant de grandes dimensions horizontales, par exemple trois ou quatre fois la hauteur et construits à ciel ouvert, il devient nécessaire de calculer les parois en porte-à-faux, et même quand elles sont très hautes, de prévoir des contreforts.

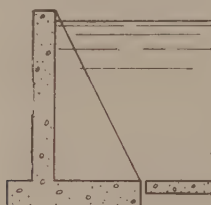


FIG. 11.

La paroi représentée sur la figure 11 a son bord supérieur libre et est encastrée en bas. Si les contreforts sont équidistants entre-eux, on peut considérer la paroi comme également encastrée le long des contreforts et les coefficients donnés par le tableau III sont ici applicables.

Prenons comme exemple un panneau de paroi à contreforts espacés régulièrement d'une longueur  $b = 12,20$  m, la hauteur

Par ailleurs, ces armatures doivent encore satisfaire à la condition :

$$\omega' \geq 0,25 d \text{ cm}^2/\text{ml} = 0,25 \times 25,5 = 6,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ce qui est réalisé.

Cette dernière condition ne permet pas de faire une réduction dans la bande Q, comme cela a été fait plus haut dans la bande N par rapport à la bande M.

de la paroi étant  $a = 6,10$  m. Le tableau III donne pour

$$\frac{b}{a} = \frac{12,20}{6,10} = 2,0 \text{ les coefficients suivants :}$$

$\frac{x}{a}$	$y = 0$		$y = \frac{b}{4}$		$y = \frac{b}{2}$	
	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
0	0,000	+ 0,027	+ 0,000	+ 0,009	0,000	— 0,060
0,25	+ 0,013	+ 0,023	+ 0,006	+ 0,010	— 0,012	— 0,059
0,50	+ 0,015	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,010	— 0,010	— 0,049
0,75	— 0,008	+ 0,003	— 0,002	+ 0,003	— 0,005	— 0,027
1,00	— 0,086	— 0,017	— 0,059	— 0,012	0,000	0,000

La marche à suivre dans l'application de ces coefficients pour établir des moments de flexion et calculer la paroi est analogue à celle exposée au chapitre IV pour un réservoir monocellulaire à ciel ouvert.

## CHAPITRE XIII

### DÉTAILS DES ARÊTES INFÉRIEURES

Le lecteur a pu remarquer que tous les tableaux à l'exception d'un seul supposent les arêtes inférieures des réservoirs articulées.

Cette hypothèse paraît, en général, plus proche de la réalité que toute autre supposant un encastrement.

Nous considérerons d'abord le cas de la figure 12 avec une paroi reposant sur une semelle continue relativement étroite, puis celui de la figure 13 avec une paroi reposant sur la dalle de fond.

Dans le cas de la figure 12, l'état de contrainte à la partie inférieure de la semelle est intermédiaire entre l'état articulé et l'état encasturé, mais beaucoup plus près du premier que du second. La résultante de pression sur le sol de fondation est très à l'intérieur du rebord de la semelle et le produit de cette résultante par son excentricité est en général beaucoup plus faible que le moment à la base de la paroi si l'on suppose celle-ci encasturée. En outre, la semelle doit tourner autour d'un axe horizontal pour donner une charge excentrée sur

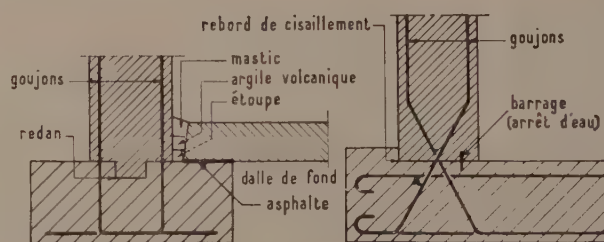


FIG. 12.

FIG. 13.

le sol de fondation et cette même rotation provoque un relâchement des contraintes.

Quand la semelle de fondation n'est pas susceptible de supporter des contraintes importantes, il est inutile de prévoir une articulation souple, et la réalisation du joint représenté



par la figure 12 suffit. Les goujons se trouvent près des bords de la paroi et en laissent le milieu libre pour y placer un redan capable d'absorber les cisaillements le long de l'articulation.

Les goujons doivent avoir de chaque côté une section au mètre linéaire au moins égale à

$$0,25 \times h_1 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (} h_1 \text{ exprimé en cm)}$$

et leur ancrage dans la paroi doit se faire sur un mètre au moins.

La dalle de fond, dans le cas représenté par la figure 12, repose sur la semelle de fondation de la paroi par l'intermédiaire d'une couche épaisse d'asphalte qui supprime l'adhérence et réduit le frottement de la dalle sur la semelle.

Le joint vertical entre la dalle et la paroi doit être étanche. On peut, pour cela, donner à ce joint une largeur de 2,5 cm en bas et de 4 cm en haut et en bourrer le fond avec de l'étoupe, puis le milieu avec une argile volcanique ayant un gros gonflement à l'eau et terminer en scellant le haut avec du mastic (cf. fig. 12).

Toute fuite fera pénétrer l'argile dans les fissures où elle gonflera en étanchant celles-ci.

On a beaucoup utilisé pour des joints tels que celui de la figure 12, du mortier mélangé avec du fer pulvérulent ou un remplissage de ceux-ci avec du plomb, mais on ne dispose pas toujours aisément de fer pulvérulent ni de plomb.

Un arrêt d'eau n'est pas forcément nécessaire dans l'articulation quand le joint vertical décrit plus haut est bien étanche, on en dispose cependant parfois à titre de précaution supplémentaire.

Dans le cas de la figure 13, la dalle de fond du réservoir sert également de fondation tant pour les charges transmises par les parois que pour le poids du liquide entreposé. Dans les deux cas, la dalle se soulève en son milieu et tend, sur ses bords, à déverser les parois vers l'extérieur (dans le sens inverse des aiguilles d'une montre sur la figure 13).

La paroi n'a donc pas son bord inférieur encastré, mais il est difficile de prévoir quel sera son degré de liberté car la rotation peut être suffisante pour que l'on considère la paroi comme articulée, et elle peut même dépasser cette valeur.

Dans ces conditions, il est prudent d'éviter la mise en place de toute armature de flexion à travers le joint et de faire se croiser les goujons au milieu de celui-ci. Il faut alors placer l'arrêt d'eau ailleurs qu'au milieu de l'articulation (voir fig. 13).

On peut assurer la transmission de l'effort tranchant, soit par un redan comme dans la figure 12, soit par un rebord comme dans la figure 13.

L'arrêt d'eau, ou barrage, de la figure 13 peut être une plaque d'acier galvanisé, une bande de bois tendre, du caoutchouc ou un tissu imprégné d'asphalte ou de poix.

À la partie supérieure de la paroi, les dispositions de la figure 13 restent applicables à l'exception du barrage contre l'eau et des redans qui n'ont plus de raison d'être.

L'essentiel est d'éviter la transmission des moments de la dalle à la paroi car cette dernière n'est pas calculée pour résister à de tels moments.

# TITRE III

## TABLEAUX ET ABAQUES CONCERNANT LES PLAQUES RECTANGULAIRES

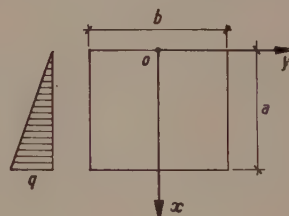
Adaptation de R. CLOET,  
Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

### PREMIÈRE PARTIE

#### PLAQUE RECTANGULAIRE ENCASTRÉE SUR SES QUATRE COTÉS ET SOUMISE A UNE CHARGE HYDROSTATIQUE

On donne, sous forme de tableaux, les résultats obtenus par Odley <sup>(1)</sup> dans le calcul des moments fléchissants positifs et négatifs pour des valeurs du rapport  $b/a$  des dimensions de la plaque, variant de 0,6 à 2.

L'auteur a donné des valeurs dans les deux cas où le coefficient de Poisson est soit nul, soit égal à 0,30. Les résultats ont été adaptés dans les tableaux suivants au cas où le coefficient de Poisson a la valeur 0,15 que l'on peut admettre approximativement pour le béton armé <sup>(2)</sup>.



#### Moments positifs.

Les valeurs maximales sont données par le tableau I. Elles pourront être utilisées pour déterminer la section des armatures filantes dans le sens vertical et dans le sens horizontal.

Pour les armatures verticales, on pourra admettre que la section des armatures par unité de largeur reste constante et égale à la valeur maximale dans une poutre centrale de largeur  $b/2$  et décroît progressivement jusqu'aux extrémités de la largeur  $b$  où elle pourra être réduite au quart de la valeur maximale.

Pour les armatures horizontales, on admettra que leur section par unité de hauteur correspondra à la valeur maximale du moment fléchissant  $M_y$  dans une zone de hauteur 0,5  $a$  s'étendant entre les niveaux  $x = 0,3 a$  et  $x = 0,8 a$ . On pourra, au-delà de cette zone faire décroître la section jusqu'au quart de la valeur maximale.

#### Moments négatifs.

Les moments négatifs sont donnés à différents niveaux et à diverses distances de l'axe vertical dans les tableaux II,

III et IV. Ils seront utilisés pour dimensionner les chapeaux à disposer au pourtour de la plaque.

Les longueurs des chapeaux devront avoir les valeurs suivantes :

- Chapeaux horizontaux : 0,15  $b$
- Chapeaux verticaux :  
à la base 0,20  $a$   
au sommet 0,25  $a$

#### Applications des tableaux.

Les coefficients sont à multiplier tant pour les moments  $M_x$  que pour les moments  $M_y$  par la quantité  $q a^2$ ,  $q$  désignant la pression maximum du liquide et  $a$  sa hauteur.

On pose dans les tableaux :

$$\xi = \frac{x}{a}$$

$$\eta = \frac{y}{b/2}$$

TABLEAU I

Coefficients des moments maximaux positifs dans une bande verticale ( $M_x$ )  
et dans une bande horizontale ( $M_y$ )

$b/a$ Moment	0,6	0,8	1,00	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$M_x$	0,00861	0,00926	0,01317	0,01619	0,01805	0,02055	0,01909	0,01910
$M_y$	0,01000	0,01039	0,01086	0,00968	0,00837	0,00830	0,00843	0,00817

(1) Odley, Deflections and moments of Rectangular Plate Clamped on all Edges and under Hydrostatic Pressure. Journal of Applied Mechanics. Décembre 1947.

(2) Il est bon de rappeler que si l'on connaît, en un point, les valeurs des moments fléchissants  $M_{xy}$  et  $M_{yx}$  pour un coefficient de Poisson  $\nu$ , on peut obtenir les moments fléchissants  $M_{xy}'$  et  $M_{yx}'$  relatifs à un milieu de coefficient  $\nu'$  par les relations suivantes :

$$M_{xy}' = \frac{(1 - \nu\nu') M_{xy} + (\nu' - \nu) M_{yx}}{1 - \nu^2}$$

$$M_{yx}' = \frac{(1 - \nu\nu') M_{yx} + (\nu' - \nu) M_{xy}}{1 - \nu^2}$$



TABLEAU II. — Coefficients des moments verticaux d'encastrement  $M_x$  en haut de la paroi ( $\xi = 0$ )

$\eta \backslash b/a$	0,6	0,8	1,00	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0	— 0,00344	— 0,00828	— 0,01496	— 0,02081	— 0,02470	— 0,02692	— 0,02779	— 0,02849
0,1					— 0,02440	— 0,02667	— 0,02786	— 0,02843
0,2	— 0,00318	— 0,00768	— 0,01396	— 0,01957	— 0,02350	— 0,02591	— 0,02738	— 0,02828
0,3					— 0,02194	— 0,02463	— 0,02649	— 0,02771
0,4	— 0,00247	— 0,00601	— 0,01107	— 0,01563	— 0,01969	— 0,02258	— 0,02483	— 0,02660
0,5					— 0,01671	— 0,01965	— 0,02217	— 0,02436
0,6	— 0,00146	— 0,00360	— 0,00679	— 0,01008	— 0,01306	— 0,01574	— 0,01833	— 0,02070
0,7					— 0,00896	— 0,01114	— 0,01332	— 0,01548
0,8	— 0,00047	— 0,00119	— 0,00230	— 0,00355	— 0,00484	— 0,00620	— 0,00763	— 0,00912
0,9					— 0,00202	— 0,00193	— 0,00244	— 0,00300
1	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLEAU III. — Coefficients des moments verticaux d'encastrement  $M_x$  à la base de la paroi ( $\xi = 1$ )

$\eta \backslash b/a$	0,6	0,8	1,00	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0	— 0,01387	— 0,02964	— 0,03942	— 0,04629	— 0,0506	— 0,05154	— 0,05166	— 0,05113
0,1					— 0,04946	— 0,05111	— 0,05142	— 0,05107
0,2	— 0,01746	— 0,02751	— 0,03677	— 0,04355	— 0,04763	— 0,04966	— 0,05053	— 0,05077
0,3					— 0,04448	— 0,04721	— 0,04888	— 0,04986
0,4	— 0,01353	— 0,02151	— 0,02917	— 0,03478	— 0,03991	— 0,04327	— 0,04582	— 0,04774
0,5					— 0,03357	— 0,03765	— 0,04092	— 0,04373
0,6	— 0,00301	— 0,01290	— 0,01788	— 0,02242	— 0,02648	— 0,03025	— 0,03383	— 0,03715
0,7					— 0,01817	— 0,02136	— 0,02459	— 0,02779
0,8	— 0,00260	— 0,00425	— 0,00606	— 0,00790	— 0,00982	— 0,01127	— 0,01407	— 0,01637
0,9					— 0,00410	— 0,00309	— 0,00450	— 0,00538
1	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLEAU IV

Coefficients des moments horizontaux d'encastrement  $M_y$   
de la paroi ( $\eta = \pm 1$ ) aux divers niveaux ( $0 < \xi < 1$ )

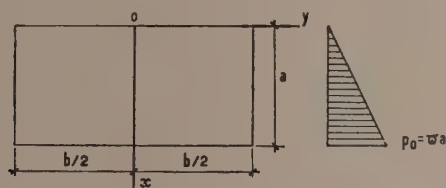
$\eta \backslash b/a$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,10	— 0,00134	— 0,00202	0,00261	— 0,00292	— 0,00307	— 0,00317	0,00328	— 0,00332
0,20	— 0,00424	— 0,00673	0,00871	— 0,00974	— 0,01023	— 0,01055	0,01082	— 0,01104
0,30	— 0,00762	— 0,01247	0,01605	— 0,01783	— 0,01867	— 0,01921	0,01966	— 0,02004
0,40	— 0,01104	— 0,01800	— 0,02197	— 0,02498	— 0,02593	— 0,02662	0,02718	— 0,02766
0,50	— 0,01431	— 0,02223	— 0,02719	— 0,02933	— 0,03023	— 0,03080	— 0,03133	— 0,03180
0,55			— 0,02811	— 0,03001	— 0,03075	— 0,03123	— 0,03160	— 0,03161
0,60	— 0,01829	— 0,02393	— 0,02798	— 0,02952	— 0,03003	— 0,03041	— 0,03078	— 0,03114
0,65		— 0,02342	— 0,02668	— 0,02799	— 0,02810	— 0,02881	— 0,02860	— 0,02887
0,70	— 0,02174	— 0,02181	— 0,02418	— 0,02485	— 0,02493	— 0,02504	— 0,02711	— 0,02540
0,75	— 0,01545	— 0,01906						
0,80	— 0,01309	— 0,01524	— 0,01596	— 0,01593	0,01579	— 0,01567	— 0,01568	— 0,01573
0,85	— 0,00967	— 0,01063						
0,90	— 0,00589	— 0,00581	— 0,00575	— 0,00588	— 0,00543	— 0,00515	— 0,00322	— 0,00531
0,95	— 0,00130							
1,0	0	0	0	0	0	0	0	0



## DEUXIÈME PARTIE

PLAQUE RECTANGULAIRE SIMPLEMENT APPUYÉE SOUMISE A UNE CHARGE HYDROSTATIQUE <sup>(1)</sup>

On conserve une plaque rectangulaire de côtés  $a$  et  $b$  soumise à la pression hydrostatique d'un fluide de poids spécifique  $\delta$ . La pression maximale est à la profondeur  $a$  :  $p_0 = \delta a$  et à la profondeur  $x$  :  $p = p_0 \frac{x}{a}$ .



On désigne par  $I$  la plus faible des dimensions  $a$  et  $b$ . Les moments fléchissants  $M_x$  et  $M_y$  dans la verticale et le sens horizontal s'expriment par des expressions de la forme

$$M_x = \beta p_0 I^2 \quad \text{et} \quad M_y = \beta_1 p_0 I^2$$

Le premier diagramme donné p. 274 dans l'hypothèse d'un coefficient de Poisson  $\nu$  égal à 0,3, donne les valeurs de  $\mu$  et  $\mu_1$  pour les points situés sur l'axe  $Oy$  aux profondeurs

$$x = 0,25 a, x = 0,50 a, x = 0,60 a; \text{ et } x = 0,75 a$$

Les réactions des plaques sur les bords horizontaux et sur les bords verticaux s'expriment par des expressions de la forme

$$p p_0 a \text{ pour les bords supérieur et inférieur}$$

et  $p_1 p_0 b$  pour les bords verticaux.

et le deuxième diagramme donné p. 274 (avec  $\nu = 0,3$ ) indique

— sur les courbes A les valeurs de  $p_1$  pour

$$y = \pm \frac{b}{2} \text{ et } x = 0,25 a, x = 0,50 a, 0,60 a \text{ et } 0,75 a$$

— sur les courbes B les valeurs de  $p$  sur le bord inférieur

$$(x = a) \text{ et pour } y = 0 \text{ et } y = \pm 0,25 b$$

— sur les courbes C les valeurs de  $p$  sur le bord supérieur

$$(x = 0) \text{ et pour } y = 0 \text{ et } y = \pm 0,25 b.$$

Les valeurs des forces concentrées qui empêchent les angles de se soulever pendant la flexion sont exprimées par les formules suivantes

$$\text{— en } x = 0 \text{ et } y = \pm \frac{b}{2} : R_1 = n_1 p_0 ab$$

$$\text{— en } x = a \text{ et } y = \pm \frac{b}{2} : R_2 = n_2 p_0 ab$$

Les valeurs de  $n_1$  et  $n_2$  sont indiquées dans les tableaux suivants dont l'un est valable lorsque  $b > a$  et l'autre lorsque  $b < a$ .

<sup>(1)</sup> Timoshenko. Théorie des plaques et des coques.

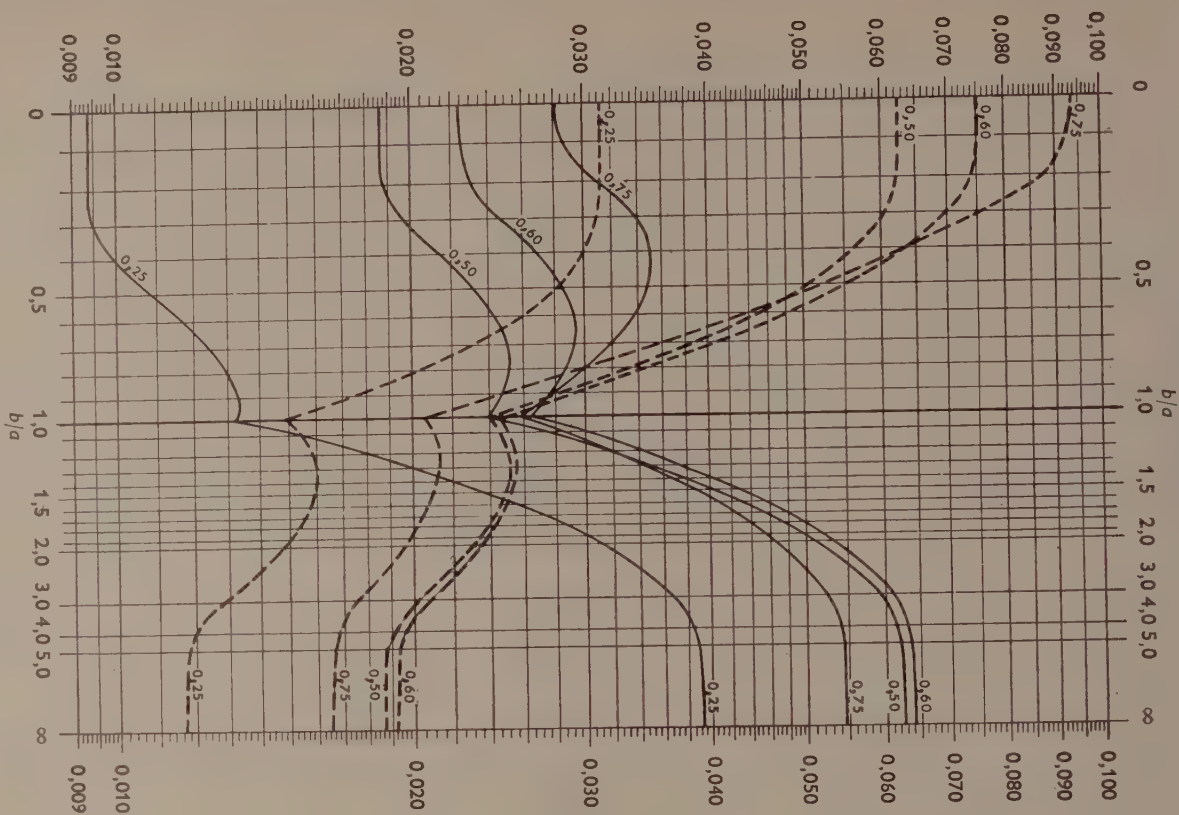
$b > a$

$b/a$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	3,0	4,0	5,0
$n_1$	0,026	0,026	0,026	0,026	0,025	0,024	0,023	0,022	0,021	0,021	0,020	0,014	0,010	0,008
$n_2$	0,039	0,033	0,037	0,036	0,033	0,033	0,032	0,030	0,029	0,028	0,026	0,018	0,014	0,011

$b < a$

$a/b$	8	4	3	2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
$n_1$	0,002	0,004	0,006	0,013	0,014	0,016	0,017	0,018	0,020	0,021	0,023	0,024	0,025	0,026
$n_2$	0,017	0,020	0,025	0,033	0,034	0,035	0,036	0,037	0,037	0,038	0,039	0,039	0,039	0,039

PREMIER DIAGRAMME



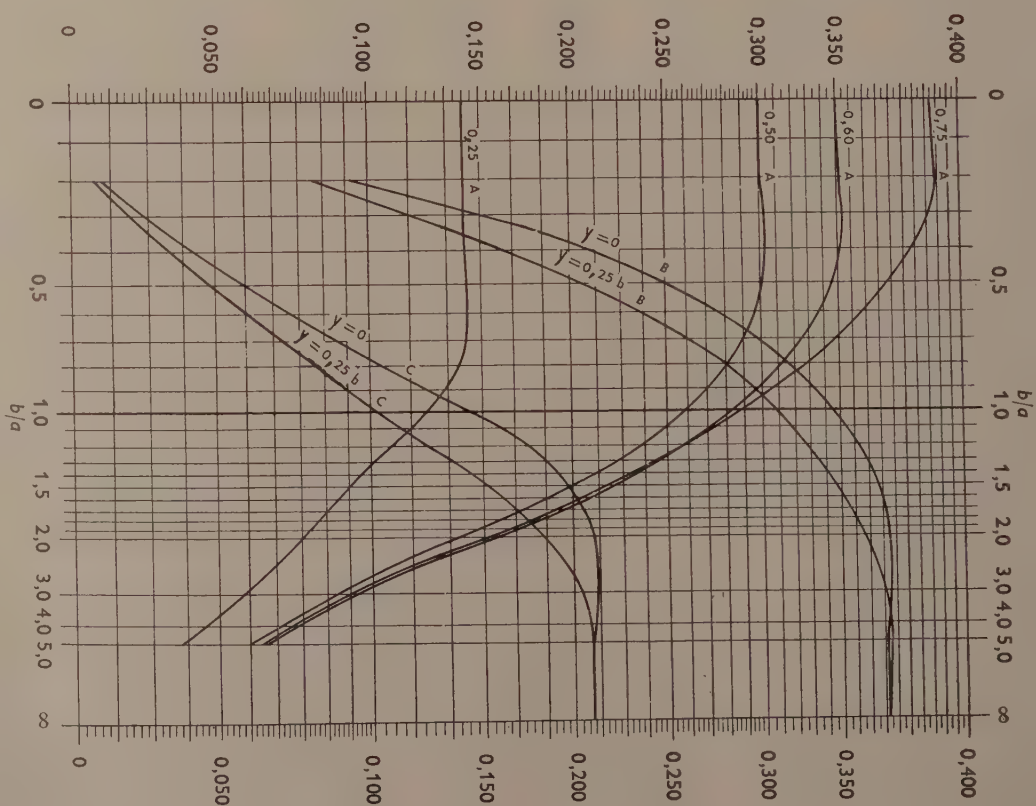
Coefficients  $\mu$  et  $\mu_1$  relatifs aux moments fléchissants dans les plaques rectangulaires simplement appuyées soumises à une pression hydrostatique  $p = p_0 \frac{x}{a}$ .

— Courbes des coefficients  $\mu$  graduées pour diverses valeurs du rapport  $\frac{x}{a}$  et pour  $y = 0$ .

--- Courbes des coefficients  $\mu_1$  graduées pour diverses valeurs du rapport  $\frac{x}{a}$  et pour  $y = 0$ .

Les valeurs des moments fléchissants sont  $\begin{cases} M_x = \mu P_0 l^2 \\ M_y = \mu_1 P_0 l^2 \end{cases}$ .

$l$  désignant la plus petite des dimensions  $a$  et  $b$ .



Coefficients  $p$  et  $p_1$  relatifs aux réactions d'appui des plaques rectangulaires simplement appuyées soumises à une pression hydrostatique  $p = p_0 \frac{x}{a}$ .

A — Courbes des coefficients  $p_1$  des réactions sur les bords verticaux ( $y = \pm \frac{b}{2}$ ) pour diverses valeurs du rapport  $\frac{x}{a}$ .

B — Courbes des coefficients  $p$  des réactions sur le bord inférieur ( $x = a$ ) pour  $y = 0$  et  $y = 0,25 b$ .

C — Courbes des coefficients  $p$  des réactions sur le bord supérieur ( $x = 0$ ) pour  $y = 0$  et  $y = 0,25 b$ .

Les valeurs des réactions sont :

- sur le bord inférieur :  $p_a$  (p des courbes B).
- sur le bord supérieur :  $p_s$  (p des courbes C).
- sur les bords verticaux :  $p_1$  (p des courbes A).



# TITRE IV

## RÉSERVOIRS CYLINDRIQUES ÉTUDE THÉORIQUE ET TABLEAUX NUMÉRIQUES

### 1. RÉSERVOIRS DE GRANDE HAUTEUR,

PAR P. LEBELLE,  
Ancien Élève de l'École Polytechnique

### 2. TABLEAUX DE COEFFICIENTS POUR LES RÉSERVOIRS PEU ÉLEVÉS,

PAR R. CLOET,  
Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

#### INTRODUCTION

Depuis quelques années, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics a été amené, pour répondre à des questions qui lui étaient posées par plusieurs de ses adhérents à rechercher et à analyser la documentation relative aux calculs des réservoirs en béton armé ou en béton précontraint, en forme de cylindres circulaires à génératrices verticales. Dans le cas assez fréquent des réservoirs de grand diamètre et de faible hauteur, les calculs numériques de celle-ci, où  $h$  désignant la hauteur du liquide dans le réservoir,  $d$  le diamètre moyen de la paroi cylindrique et  $e$  l'épaisseur constante, le rapport  $\frac{h^2}{ed}$  est inférieur à 5 environ, sont longs et fastidieux, si l'on ne dispose pas de tableaux de coefficients établis une fois pour toutes. Il y a donc paru intéressant de publier de tels tableaux, qu'on ne trouve actuellement dans aucun ouvrage ou revue en langue française.

On rappellera en premier lieu les éléments de la théorie classique des réservoirs cylindriques à paroi d'épaisseur constante. Cette théorie admet que la paroi peut être considérée comme constituée par :

— Des anneaux (A) limités chacun par deux plans horizontaux.

— Des poutres verticales (P) découpées dans la paroi par des plans passant par l'axe du réservoir.

Les anneaux et les poutres assurent simultanément la résistance de la paroi à la pression hydrostatique, que l'on suppose appliquée sur la surface cylindrique moyenne.

Chaque poutre (P) est généralement reliée au radier et, parfois, à une couverture. D'autre part, les anneaux (A) constituent pour elle un appui continu élastique.

Si  $p_m$  désigne la pression moyenne,  $R$  le rayon intérieur de la paroi cylindrique,  $h$  sa hauteur, l'effort total qui tend à déchirer le réservoir suivant une génératrice est  $F = p_m h R$ . Si le déplacement des extrémités inférieures et supérieures des poutres (P) n'est nullement entravé, toute section verticale de la paroi par un plan passant par l'axe de l'ouvrage supporte l'effort  $F$ ; les poutres (P) ne sont pas fléchies, la paroi, avant remplissage du réservoir, devient tronconique sous l'effet de la pression hydrostatique. La déformation radiale au niveau  $x$  au-dessus du fond est :

$$y = -\frac{pR}{e} \frac{R}{E} = -\frac{pR^2}{Ee} = -\frac{p_0}{h} \frac{(h-x) R^2}{Ee}$$

Les rotations des tranches inférieures et supérieures des poutres (P) sont toutes deux égales à :

$$y'_{(0)} = y'_{\alpha(K)} = + \frac{p_0}{h} \frac{R^2}{Ee}$$

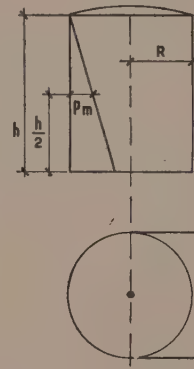


FIG. 1.

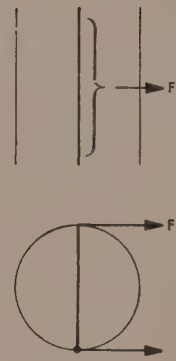


FIG. 2.

Le déplacement radial est nul à l'extrémité supérieure et égal à  $-\frac{p_0 R^2}{Ee}$  à la base de la paroi. Quand au contraire, la paroi est reliée au radier, les poutres (P) sont fléchies et, de ce fait, une fraction  $F_R$  de l'effort  $F$  se trouve transmise au radier, qui doit être en mesure de la supporter, et, sur une section verticale axiale, l'ensemble des anneaux (A) ne supporte plus au total qu'une traction  $F - F_R$ . La liaison de la partie supérieure de la paroi à une couverture ou à une ceinture a des conséquences analogues. En somme, quand la paroi est solidaire d'un radier et d'une couverture, l'effort total  $F_A$  supporté par les anneaux est inférieur à  $F$ , les poutres (P) sont fléchies; et le radier et la couverture supportent les efforts  $F_R$  et  $F_C$  et l'on a :

$$F = F_A + F_R + F_C$$

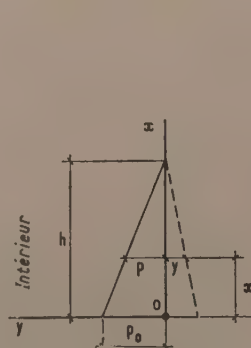


FIG. 3.

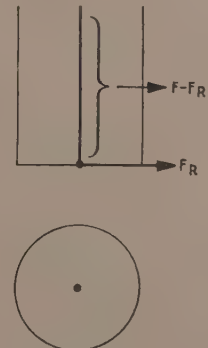


FIG. 4.

# Équation différentielle régissant la flexion due à des pressions radiales dans les cylindres d'épaisseur constante.

OA est la fibre moyenne d'une poutre (P) avant déformation O'A' est la fibre moyenne déformée; l'intérieur du réservoir se trouve à gauche de OA. L'axe des  $x$ , orienté vers le haut est confondu avec OA. L'axe Oy est orienté vers la gauche, c'est-à-dire vers l'intérieur du réservoir. Un déplacement négatif  $y$  de la fibre moyenne au niveau  $x$ , indique donc un accroissement du rayon de la paroi cylindrique. Les pressions exercées par le liquide sur celle-ci sont considérées comme positives. Une rotation est positive quand elle s'effectue en sens inverse de celui des aiguilles d'une montre. Un couple est positif quand il tend à provoquer une rotation dans le sens des aiguilles d'une montre, c'est-à-dire négative.

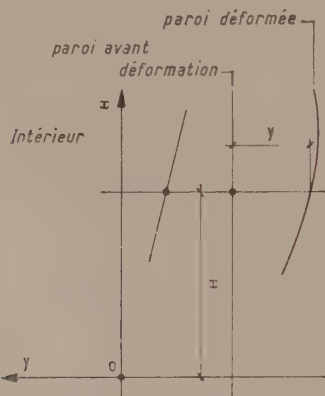


FIG. 5.

On appelle :

- E le module d'élasticité du béton
- $\nu$  son coefficient de Poisson
- R le rayon du feuillet moyen de la paroi
- $e$  l'épaisseur de celle-ci
- $h$  sa hauteur
- $p$  la pression au niveau  $x$
- $p_0$  la pression au niveau de la base de la paroi
- $p_1$  la part de la pression du liquide équilibrée par les poutres (P),  $p_2$  celle équilibrée par les anneaux (A)
- M le moment fléchissant dans les poutres (P) (par unité de largeur)
- T l'effort tranchant dans les poutres (P) (par unité de largeur)
- M s'exprime en tm/m, c'est-à-dire qu'il est homogène à une force
- T s'exprime en t/m

On a :

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -p_1 M \text{ et } = EIy'' \quad (1)$$

d'où :

$$p_1 = -EIy''.$$

Sous l'action de  $p_2$ , la contrainte dans l'anneau (A) est  $\frac{p_2 R}{e}$  l'allongement proportionnel  $\frac{p_2 R}{Ee}$  et le déplacement  $-\frac{p_2 R^2}{Ee} = y$ .

(1) Nous négligeons l'influence du coefficient de Poisson. Si l'on voulait en tenir compte, il faudrait écrire  $M = \frac{EI}{1-\nu^2} y''$

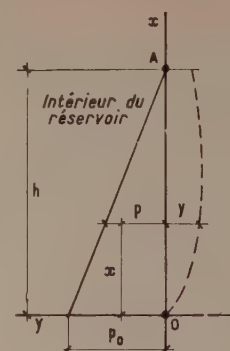


FIG. 6.

D'où :

$$p_2 = -\frac{Ee}{R^2} y = -Ky \quad \left( K = \frac{Ee}{R^2} \right)$$

On a donc en définitive :

$$p_1 + p_2 = p$$

où :

$$EIy''' + \frac{Ee}{R^2} y + p = 0 \quad (1)$$

On pose :

$$4\beta^4 = \frac{K}{EI} = \frac{12}{R^2 e^2} \quad \text{d'où } \beta = \frac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{Re}} = \frac{1,3165}{\sqrt{Re}}$$

si l'on tenait compte du coefficient de Poisson, on poserait :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{Re}}$$

L'équation (1) s'écrit donc :

$$EIy''' + Ky + p = 0 \quad (1')$$

où

$$y''' + 4\beta^4 y + \frac{p}{EI} = 0 \quad (2)$$

C'est l'équation générale qui permet l'étude de la flexion des poutres (P) dans les réservoirs et tubes cylindriques d'épaisseur constante soumis, à des pressions radiales intérieures ou extérieures.

## 1. RÉSERVOIRS DE GRANDE HAUTEUR

La solution générale de l'équation (2) sans second membre est :

$$y = Ae^{-\beta x} \cos \beta x + Be^{-\beta x} \sin \beta x + Ce^{\beta x} \cos \beta x + De^{\beta x} \sin \beta x.$$

Si le réservoir est assez haut (nous verrons ultérieurement comment cette notion doit être précisée), les coefficients C et D seront nécessairement nuls, sinon les deux derniers termes de l'expression de  $y$  prendraient des valeurs excessives, incompatibles avec l'intégrité de l'ouvrage.

On posera dans ce qui suit :

$$e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) = \varphi(\beta x)$$

$$e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) = \psi(\beta x)$$

$$e^{-\beta x} \cos \beta x = \theta(\beta x)$$

$$e^{-\beta x} \sin \beta x = \xi(\beta x)$$



On aura alors si le réservoir est complètement plein :

$$y = Ae^{-\beta x} \cos \beta x + Be^{-\beta x} \sin \beta x - \frac{p_0 (h-x)}{Kh}$$

$$\text{d'où } y' = \beta [-Ae^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) + Be^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)] + \frac{p_0}{Kh}$$

$$M = EIy'' = 2EI\beta^2 (-Be^{-\beta x} \cos \beta x + Ae^{-\beta x} \sin \beta x)$$

$$T = EIy''' = 2EI\beta^3 [Ae^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) + Be^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)]$$

$$p_1 = -EIy'''' = Ky + \frac{p_0 (h-x)}{h}$$

### 1. Réservoirs à paroi articulée sur un fond indéformable.

#### Effets de la pression du liquide.

Les conditions aux limites sont :

Pour  $x = 0$  :  $y = 0$ ,  $y'' = 0$  (pas de déplacement de la tranche inférieure et articulation de celle-ci sur le radier)

On trouve aisément :

$$A = \frac{p_0}{K}, B = 0, y = \frac{\beta p_0}{K} \theta(\beta x) - \frac{p_0 (h-x)}{Kh}$$

et :

$$p_1 = p_0 \theta(\beta x) \quad p_2 = p - p_1 = p_0 \left[ \frac{h-x}{h} - \theta(\beta x) \right]$$

$p_2$  est maxima pour  $\varphi(\beta x) = \frac{1}{\beta h}$  équation que l'on résoud approximativement en se servant de la table de la fonction  $\varphi$ .

$$y' = \frac{p_0}{Kh} - \frac{p_0 \beta}{K} \varphi(\beta x) = \frac{p_0}{K} \left[ \frac{1}{h} - \beta \varphi(\beta x) \right] = \frac{p_0 R^2}{Eeh} - \frac{1,3165 p_0}{E} \sqrt{\frac{R^3}{e^3}} \varphi(\beta x)$$

$$M = \frac{p_0}{2\beta^2} \zeta(\beta x) = \frac{p_0 Re}{3,464} \zeta(\beta x).$$

Le moment maximum se produit pour  $x = \frac{\pi}{4\beta} = 0,597 \sqrt{Re}$ , et vaut :

$$0,3223 \frac{p_0 Re}{3,464} = 0,0924 p_0 Re$$

$$M_{\max} = 0,0924 p_0 Re$$

$$T = \frac{p_0}{2\beta} \psi(\beta x) = \frac{p_0 \sqrt{Re}}{2,633} \psi(\beta x) = 0,380 p_0 \sqrt{Re} \psi(\beta x).$$

La traction  $F_R$  radiale exercée par la paroi cylindrique sur le radier est  $F_R = 0,380 p_0 \sqrt{Re}$ .

#### Application :

Réservoir en béton armé de 10 m de diamètre, 5,00 m de hauteur, épaisseur de la paroi 0,20. On cherche la contrainte de traction maxima du béton due à la poussée de l'eau, le moment fléchissant maximum sollicitant les éléments verticaux

$$\beta = \frac{1,3165}{\sqrt{5 \times 0,2}} = 1,3165 \text{ m}^{-1} \quad \beta h = 5,00 \times 1,3165 = 6,5825.$$

on verra dans la suite que cette valeur de  $\beta h$  est suffisamment grande pour les formules ci-dessus soient applicables.

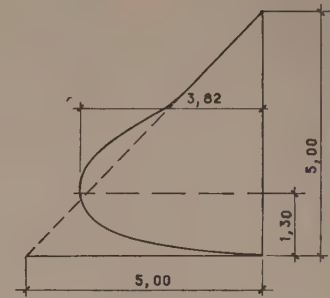


FIG. 7.

On trouve que  $\varphi(\beta x) = \frac{1}{\beta h} = 0,152$  pour  $\beta x = 1,72$ .

$$\text{d'où : } x = \frac{1,72}{1,3165} = 1,30 \text{ m}$$

$$\text{et maximum } p_2 = 5,0 \left[ \frac{5,0 - 1,30}{5,0} + 0,0235 \right] = 3,82 \text{ t/m}^2.$$

La courbe donnant  $p_2$  aux différents niveaux est représentée ci-dessus. La contrainte de traction maximum du béton (non compris celle due au retrait) est :

$$n'_b = \frac{3820 \times 5}{100 \times 20} = 9,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Le moment fléchissant maximum se produit au niveau

$$x = 0,597 \sqrt{5 \times 0,2} = 0,597 \text{ m}$$

et a pour valeur :

$$0,0924 \times 5 \times 5 \times 0,2 = 0,462 \text{ tm/m}$$

La traction sur le radier est :

$$F_R = 0,380 \times 5 \times \sqrt{5 \times 0,2} = 1,9 \text{ t/m}.$$

### 2. Réservoir à paroi encastree sur un fond indéformable.

#### Effet de la pression du liquide.

Les conditions aux limites sont :

pour  $x = 0$  :  $y = 0$ ,  $y' = 0$ .

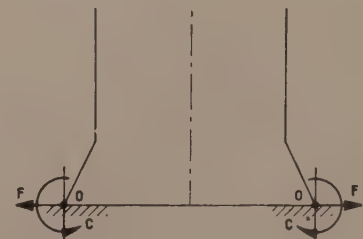


FIG. 8.

On en déduit aisément :

$$A = \frac{p_0}{K}, B = \frac{p_0}{K} \left( 1 - \frac{1}{\beta h} \right)$$

$$y = \frac{p_0}{K} \left[ \theta(\beta x) + \left( 1 - \frac{1}{\beta h} \right) \zeta(\beta x) \right] - \frac{p_0 (h-x)}{Kh}$$

$$p_1 = p_0 \left[ \theta(\beta x) + \left( 1 - \frac{1}{\beta h} \right) \zeta(\beta x) \right]$$

$$y' = \frac{p_0 \beta}{K} \left[ -\varphi(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \psi(\beta x) \right] + \frac{p_0}{Kh}$$

$$M = \frac{p_0}{2\beta^2} \left[ -\left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \theta(\beta x) + \zeta(\beta x) \right]$$

$$T = \frac{p_0}{2\beta} \left[ \psi(\beta x) + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \varphi(\beta x) \right]$$

A l'encastrement on a :  $p_1 = p_0$ ,  $p_2 = 0$

$$M_0 = -\frac{p_0}{2\beta^2} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = -\frac{p_0 \text{ Re}}{3,464} \left(1 - \frac{\sqrt{\text{Re}}}{1,3165 h}\right)$$

$$T_0 = \frac{p_0}{2\beta} \left(2 - \frac{1}{\beta h}\right) = \frac{p_0 \sqrt{\text{Re}}}{2,633} \left(2 - \frac{\sqrt{\text{Re}}}{1,3165 h}\right)$$

#### Application.

Supposons que le réservoir précédemment envisagé ait sa paroi verticale encastree à la base.

On a encore :

$$\beta = 1,3165 \text{ m}^{-1} \quad \beta h = 6,5825 \quad \frac{1}{\beta h} = 0,152$$

$$1 - \frac{1}{\beta h} = 1 - 0,152 = 0,848$$

$$\frac{p_0 \text{ Re}}{3,464} = \frac{5 \times 5 \times 0,2}{3,464} = 1,44 \text{ tm/m}$$

$$M_0 = -1,44 \left(1 - \frac{5 \times 0,2}{6,5825}\right) = -1,44 \times 0,848 = -1,22 \text{ tm/m}$$

$$\frac{p_0 \sqrt{\text{Re}}}{2,633} = \frac{5 \times \sqrt{5} \times 0,2}{2,633} = 1,90 \text{ t/m}$$

$$T_0 = 1,90 (2 - 0,152) = 1,90 \times 1,848 = 3,52 \text{ t/m}$$

$$T = 1,90 [\psi(\beta x) + 0,848 \varphi(\beta x)]$$

On trouve que  $T = 0$  pour  $\beta x \approx 1,45$ .

On a donc alors :

$$\begin{aligned} \text{maximum } M_+ &= 1,44 (-0,848 \times 0,0288 + 0,2328) \\ &= 1,44 \times 0,2086 = 0,3 \text{ tm/m} \end{aligned}$$

### 3. Effets de la liaison de la paroi verticale à une couverture.

#### Effets de la pression du liquide.

Il est clair qu'une liaison par articulation ne détermine aucun effet élastique si le niveau supérieur du liquide atteint celui de cette articulation : en effet, à ce niveau, la paroi cylindrique ne subit pas de dilatation. Par contre, chacun de ses éléments tourne autour d'un axe horizontal. Dans le cas où la liaison peut être assimilée à son encastrement sur une couverture indéformable ou infiniment rigide, on a, les axes de coordonnées étant ceux définis par la figure :

$$Ely''' + Ky - \frac{p_0 x}{h} = 0$$

$$y = A \theta(\beta x) + B \zeta(\beta x) + \frac{p_0 x}{Kh}$$

Les conditions aux limites sont :

$$\text{Pour } x = 0 \quad y = 0 \quad y' = 0$$

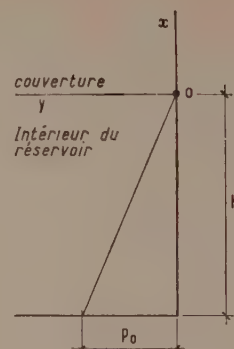


FIG. 9.

On en déduit :

$$A = 0 \quad B = -\frac{p_0}{K\beta h}$$

où, en remarquant que  $\frac{p_0}{h}$  est le poids spécifique  $\delta$  du liquide :

$$B = -\frac{\delta}{K\beta}$$

on trouve aisément :

$$y = \frac{\delta}{K\beta} [\beta x - \zeta(\beta x)]$$

$$y' = \frac{\delta}{K} [1 - \psi(\beta x)]$$

$$M = \frac{\delta}{2\beta^2} \theta(\beta x)$$

$$T = -\frac{\delta}{2\beta^2} \varphi(\beta x)$$

$$p_1 = -\frac{\delta}{\beta} \zeta(\beta x)$$

$$p_2 = \frac{\delta}{\beta} [\zeta(\beta x) - \beta x]$$

Pour  $x = 0$ ,

$$M = \frac{\delta}{2\beta^2} = \frac{\delta \sqrt{R^3} e^3}{2 \sqrt[4]{27}} = \frac{\delta \sqrt{R^3} e^3}{4,558}$$

$$T = -\frac{\delta}{2\beta^2} = -\frac{\delta \text{ Re}}{2 \sqrt{3}} = -\frac{\delta \text{ Re}}{3,464}$$

### 4. Cas des encastrements partiels.

a) La liaison de la paroi verticale avec le radier constitue généralement un encastrement partiel.

Supposons connue l'élasticité  $K_0$  du radier (par unité de longueur de la circonférence A'A). Supposons en outre le radier inextensible. Soit C le moment de continuité en A.

S'il y avait une articulation en A, la paroi verticale tournerait de  $\frac{p_0}{K} \left(\frac{1}{h} - \beta\right) = \frac{p_0 (1 - \beta h)}{Kh} = -\frac{p_0 (\beta h - 1)}{Kh}$



FIG. 10.



L'action du couple de continuité diminue cette rotation de  $-\frac{2\beta^3 C}{K}$ , et fait tourner le radier de  $-K_0 C$ . L'équation de continuité s'écrit donc :

$$-\frac{p_0(\beta h - 1)}{Kh} - \frac{2\beta^3 C}{K} - K_0 C = 0$$

d'où :

$$C = -\frac{p_0(\beta h - 1)}{Kh \left( K_0 + \frac{2\beta^3}{K} \right)}$$

C étant connu, on peut calculer aisément les sollicitations de la paroi<sup>(1)</sup>.

b) L'effet de la liaison avec la couverture peut être étudié par la méthode qu'on vient d'appliquer.

Supposons qu'il s'agisse d'une couverture plane inextensible, présentant une élasticité  $K'_0$  et admettons que le réservoir soit rempli jusqu'au niveau BB'.

S'il existait en B une articulation, on aurait :

$$y = \frac{p_0 x}{Kh} \quad y' = \frac{p_0}{Kh}$$

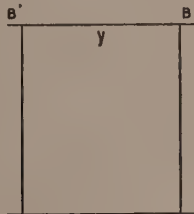


FIG. 11.

Le couple de continuité C agissant seul détermine une rotation  $-\frac{2\beta^3 C}{K}$  de la paroi verticale et de  $-K'_0 C$  de la couverture.

L'équation de continuité s'écrit :

$$+\frac{p_0}{Kh} + \frac{2\beta^3 C}{K} + K'_0 C = 0$$

d'où :

$$C = -\frac{p_0}{Kh \left( K'_0 + \frac{2\beta^3}{K} \right)} \quad C = -\frac{\delta}{K \left( K'_0 + \frac{2\beta^3}{K} \right)}$$

C étant connu, on détermine aisément les sollicitations.

### 5. Réservoir dont la paroi verticale est posée sur un joint élastique. Effet de la pression du liquide.

Le joint élastique est généralement constitué de plaques minces de Néoprène de dureté Shore de 50° à 55°. Il se déforme par distorsion en exerçant un effort de rappel F. Soit  $\varepsilon$  l'épaisseur du Néoprène,  $\Omega$  sa surface par unité de

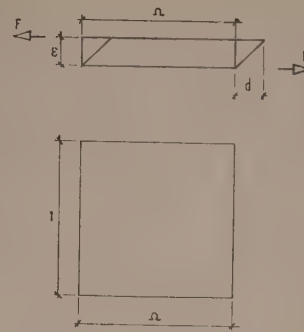


FIG. 12.

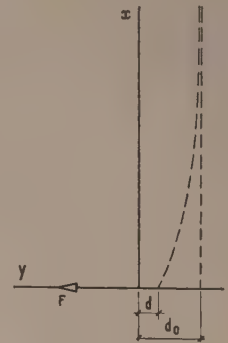


FIG. 13.

longueur de circonférence, G son module d'élasticité transversale sensiblement égal à 6 kg/cm<sup>2</sup>, d le déplacement. On a :

$$F = \frac{G\Omega d}{\varepsilon} \quad \text{d'où : } d = \frac{F\varepsilon}{G\Omega}$$

Sous l'effet de la pression du liquide, si la paroi glissait sans frottement sur le radier, elle se déplacerait de :

$$d_0 = -\frac{p_0}{K}$$

La réaction F du Néoprène a pour effet de diminuer ce déplacement, en sorte que le déplacement réel est d.

$$\text{On a donc : } d_0 - \frac{2\beta F}{K} = \frac{F\varepsilon}{G\Omega}$$

$$\text{d'où : } F \left( \frac{2\beta}{K} + \frac{\varepsilon}{G\Omega} \right) = d_0 = -\frac{p_0}{K}$$

$$F = -\frac{p_0}{2\beta + \frac{\varepsilon K}{G\Omega}}$$

Le signe — indique que l'action du Néoprène sur la base de la paroi est une force dirigée vers l'intérieur du réservoir. Le déplacement effectif est :

$$d = \frac{F\varepsilon}{G\Omega} = -\frac{p_0 \frac{\varepsilon}{G\Omega}}{2 + \frac{\varepsilon K}{G\Omega}} = -\frac{p_0}{\frac{2\beta G\Omega}{\varepsilon} + K}$$

Il ne doit pas être supérieur à une fraction  $\lambda$  de l'épaisseur  $\varepsilon$  du Néoprène. (On prend en général  $\lambda = 0,6$  à  $0,8$ ). On devra donc avoir :

$$\lambda \varepsilon \geq -\frac{p_0}{K + \frac{2\beta G\Omega}{\varepsilon}} K \lambda \varepsilon + 2\lambda \beta G\Omega \geq p_0$$

Ou encore :

$$\varepsilon \geq \frac{p_0 - 2\lambda \beta G\Omega}{K\lambda} = \frac{p_0}{K\lambda} - \frac{2\beta G\Omega}{K}$$

La section  $\Omega$  doit être assez faible pour que la pression supportée par le Néoprène soit de l'ordre  $5p_0$  au moins. Si  $\varepsilon$  a la valeur admissible, on a évidemment  $F = -\lambda C\Omega$ . Connaissant F, on détermine aisément les sollicitations.

(1) Le cas des réservoirs cylindriques à fond plan reposant sur une fondation rigide a été étudié par Karl Girkmann dans son ouvrage Flachentragwerke. La traduction de cet article a été donnée en annexe d'un article du Professeur M. Hangan : « Calcul rapide des réservoirs cylindriques » (Ann. ITBTP mars-avril 1959, n° 135-136, TMC 33).

## 2. TABLEAUX DE COEFFICIENTS<sup>(1)</sup> POUR LES RÉSERVOIRS PEU ÉLEVÉS,

*c'est-à-dire pour lesquels :*  $0,4 \leq \frac{h^2}{ed} \leq 16$ .

Les coefficients sont donnés dans tous les tableaux à des niveaux comptés de dixième en dixième de la hauteur à partir du haut.

### Tableaux I et II.

Ces tableaux indiquent les coefficients à appliquer pour obtenir à des niveaux distants du dixième de la hauteur, soit la pression absorbée par les anneaux, soit directement l'effort  $f_A$  sur une hauteur d'anneau égale à l'unité par la formule :

$$f_A = \text{coefficient} \times \delta h \times r$$

Les valeurs positives du coefficient correspondent à des efforts d'extension dans les anneaux. Le signe négatif indique qu'au niveau considéré, il se produit exceptionnellement une compression dans les anneaux.

### Tableaux III et IV.

Ces tableaux analogues aux deux précédents s'appliquent dans le cas d'une pression intérieure uniforme  $p$  dans le réservoir due par exemple à une pression de vapeur d'hydrocarbures légers, qui peut être comparable aux pressions exercées par le liquide. Les conventions de signe sont les mêmes que dans les tableaux précédents et la formule donnant la tension  $f_A$ <sup>(2)</sup> pour une hauteur unité dans l'anneau est

$$f_A = \text{coefficient} \times \delta h r.$$

### Tableau V.

Il traite le cas d'une force horizontale agissant en tête d'un réservoir encastré à la base et répartie uniformément à raison de  $V$  par unité de longueur du cercle de tête.



FIG. 14.

La tension  $f_A$ <sup>(2)</sup> exercée sur une hauteur unité de la paroi est

$$f_A = \text{coefficient} \times \frac{Vr}{h}$$

Les valeurs positives correspondent à des efforts d'extension. Pour la direction de  $V$  indiquée par le croquis, la partie supérieure des anneaux subit des efforts de compression.

Le tableau pourra être utilisé lorsque le réservoir comporte une couverture. Dans le cas d'une couverture en dalle, il permettra d'évaluer la traction qui se développe dans la dalle si la paroi du réservoir est soumise en tête à un effort d'extension non négligeable, par exemple sous l'influence d'une pression intérieure constante. De même, on peut l'appliquer au cas d'une poussée exercée par une couverture en coupole; mais habituellement l'essentiel de cette poussée est repris par une ceinture supérieure.

<sup>(1)</sup> Ces tableaux sont extraits du règlement généralement employé aux U.S.A. pour le calcul des réservoirs circulaires.

<sup>(2)</sup> L'effort annulaire  $f_A$  par unité de longueur permet de calculer immédiatement : les contraintes annulaires  $n = \frac{f_A}{e}$  et les déformées radiales

$$v = \frac{f_A r}{Ee}$$

Le même tableau peut être utilisé pour des forces agissant à la base; les coefficients sont alors à lire pour les points 0,0  $h$  à 0,9  $h$  comptés de la base vers le sommet, la partie haute étant encastrée et la base libre.

*Remarque importante.* Le tableau est établi pour un réservoir à base encastrée, mais peut s'appliquer avec une bonne approximation au cas d'un réservoir à base articulée dès que le rapport  $\frac{h^2}{ed}$  atteint 6.

### Tableau VI.

L'application d'un moment de flexion à la base articulée d'un réservoir provoque dans les anneaux des efforts qui peuvent être soit des compressions soit des tensions. Le tableau VI donne les coefficients positifs ou négatifs à appliquer au cas où le moment de flexion a le sens indiqué par le croquis.

Ces coefficients peuvent être utilisés également pour un moment appliqué en tête de la paroi en comptant les sections de 0,0  $h$  à 1,0  $h$  de la base au sommet, la partie haute étant articulée et la base libre.



FIG. 15.

La formule est :

$$f_A = \text{coefficient} \times \frac{M_r}{h^2}$$

### Tableau VII.

Le tableau indique les coefficients à appliquer au calcul du moment fléchissant le long d'une poutre verticale de largeur unité dans un réservoir encastré à la base et libre en tête, soumis à une charge hydrostatique par la formule :

$$M_z = \text{coefficient} \times \delta h^3$$

Les valeurs positives du coefficient indiquent que la zone tendue du béton est à l'extérieur.

### Tableau VIII.

Pour un réservoir encastré à la base et libre en tête les coefficients de moment pour une charge uniforme  $p$  sont donnés par la table VIII et s'appliquent à la formule :

$$M_z = \text{coefficient} \times p h^2$$

Même convention pour le signe des moments.

### Tableau IX.

Dans le cas d'un réservoir articulé à la base et libre en tête un seul coefficient, donné par le tableau IX, convient pour le cas d'une charge hydrostatique  $\sigma$  et pour celui d'une charge uniforme  $p$  on aura :

$$M_z = \text{coefficient} \times (\sigma h^3 \times p h^2)$$

Même convention pour le signe des moments.

### Tableau X.

Ce tableau qui est le complément du tableau V permet d'évaluer le moment fléchissant engendré dans les poutres



verticales d'un réservoir encastré à la base et libre en tête par une force horizontale uniformément répartie à raison de  $V$  par unité de longueur des cercles de tête.

La formule est avec la même convention de signe :

$$M_z = \text{coefficient} \times Vh$$

Comme pour le tableau V, on peut utiliser les coefficients pour une force appliquée à la base, la partie haute étant encastrée et la base libre.

*Remarque.* Comme pour le cas du tableau V, les coefficients peuvent être utilisés avec une bonne approximation dans le cas où la base est articulée, pour les réservoirs élancés dès que le rapport  $\frac{h^2}{ed}$  atteint 6.

#### Tableau XI.

Ce tableau est le complément du tableau VI et donne les moments fléchissants développés dans les poutres verticales d'un réservoir articulé à la base et libre en tête, par l'application d'un moment à la base. La formule est :

$$M_z = \text{coefficient} \times M.$$

Comme pour le tableau VI, on peut utiliser les coefficients pour l'action d'un moment agissant en tête, la partie haute étant articulée et la base libre.

Le tableau a été utilisé même dans le cas d'un encastrement de la paroi au bord opposé à celui où s'applique le moment; mais il ne donne pas une approximation suffisante.

#### Tableau XII.

Le tableau donne l'effort tranchant à la base de la paroi dans quatre cas :

- 1° Charge hydrostatique sur une paroi encastrée à la base.
- 2° Charge uniforme sur une paroi encastrée à la base.
- 3° Charge hydrostatique ou uniforme sur une paroi articulée à la base.
- 4° Moment appliqué à la base.

On applique les formules

$$T = \text{coefficient} \times \begin{cases} \delta h^2 & \text{pour les charges hydrostatiques.} \\ ph & \text{pour les charges uniformes.} \\ M/h & \text{pour le moment à la base.} \end{cases}$$

Le signe positif des coefficients indique que l'effort tranchant est dirigé vers l'intérieur et inversement.

#### Tableau XIII.

Ce tableau donne d'une part les raideurs d'une paroi de réservoir à une extrémité supposée articulée, l'autre étant libre et d'autre part la raideur<sup>(1)</sup> d'une plaque circulaire.

<sup>(1)</sup> La raideur est le rapport du moment appliqué par unité de longueur à l'angle de rotation en radians.

#### Tableau XIV.

Elle permet d'évaluer les moments fléchissants radiaux  $M_r$  et tangentiels  $M_t$  dans une plaque circulaire encastrée au bord et soumise à une charge uniforme  $p$ .

#### Utilisation des formules et des tableaux.

Les formules et les tableaux donnant les valeurs de la pression réduite aux divers niveaux et les tensions dans les anneaux sont d'une utilisation immédiate et se passent de commentaires. Il en est de même des formules et des tableaux relatifs aux valeurs des moments fléchissants dans les poutres verticales sous l'action des pressions hydrostatiques ou des pressions uniformes.

Certains tableaux permettent de résoudre des problèmes particuliers.

#### 1. Présence d'une dalle de couverture circulaire.

Une dalle de couverture a pour effets si elle est fixée à la paroi :

a) de s'opposer à la dilatation de la paroi sous l'action de la pression du liquide.

b) de provoquer en tête de la paroi un moment de flexion qui se répercute sur toute la hauteur de la paroi et d'autre part modifie la répartition des tensions dans les anneaux. Le premier effet provoque un effort radial dans la dalle de couverture. Pour évaluer cet effort, on peut, après avoir déterminé d'après les tableaux I, II ou III, la tension dans la paroi au sommet supposé libre (0,0 h), calculer d'après le tableau V la force  $V$  capable de donner en tête une tension égale et de sens contraire. La valeur ainsi calculée permet d'une part de corriger les valeurs primitivement trouvées pour les tensions dans la paroi et d'autre part de déterminer les armatures radiales de la dalle de couverture.

Le second effet peut se calculer par une application simple de la méthode de distribution des moments. On connaît grâce au tableau XIV le moment d'encastrement total de la dalle au bord (point 1,00 r). On peut d'autre part d'après la formule donnée plus haut évaluer le moment d'encastrement total de la paroi dans la couverture. Ces deux moments permettent par une seule répartition au prorata des raideurs de la paroi et de la dalle (données par le tableau XIII) de calculer les moments réels en tête de la paroi et au bord de la dalle. La répercussion sur les moments dans la paroi est indiquée par le tableau lu dans le sens convenable. Les tensions produites par le moment réel dans les anneaux sont indiquées par le tableau VI également lu dans le sens convenable. Les valeurs de moments et de tension ainsi calculées viendraient en correction des moments et des tensions primitivement évalués dans le cas d'un réservoir à paroi libre au sommet.

#### 2. Effet d'un encastrement partiel à la base.

Dans ce cas on pourra calculer le moment de continuité  $C$  à la base de la paroi d'après les formules données plus haut. Ce moment est inférieur à  $M_0$  qui est obtenu dans le cas d'un encastrement parfait. On pourra calculer les moments aux divers niveaux de la paroi utiliser la formule donnée pour le moment  $M$  à une hauteur  $x$ . On pourra également corriger les valeurs trouvées pour un encastrement parfait à la base en leur ajoutant algébriquement les valeurs produites par un moment  $M_0 - C$ , que donne le tableau XI et également corriger les tensions dans les anneaux au moyen du tableau VI.

TABLEAU I

Tension à une profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir à base encastree  
et sommet libre soumis à une charge triangulaire  
 $f_A = \text{coefficient} \times \delta h r$ .

$\frac{h^2}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,149	+ 0,134	+ 0,120	+ 0,101	+ 0,082	+ 0,066	+ 0,049	+ 0,029	+ 0,014	+ 0,004
0,8	+ 0,263	+ 0,239	+ 0,215	+ 0,190	+ 0,160	+ 0,130	+ 0,096	+ 0,063	+ 0,034	+ 0,010
1,2	+ 0,283	+ 0,271	+ 0,254	+ 0,234	+ 0,209	+ 0,180	+ 0,142	+ 0,099	+ 0,054	+ 0,016
1,6	+ 0,265	+ 0,268	+ 0,268	+ 0,266	+ 0,250	+ 0,226	+ 0,185	+ 0,134	+ 0,075	+ 0,023
2,0	+ 0,234	+ 0,251	+ 0,273	+ 0,285	+ 0,285	+ 0,274	+ 0,232	+ 0,172	+ 0,104	+ 0,031
3,0	+ 0,134	+ 0,203	+ 0,267	+ 0,322	+ 0,357	+ 0,362	+ 0,330	+ 0,262	+ 0,157	+ 0,052
4,0	+ 0,067	+ 0,164	+ 0,256	+ 0,339	+ 0,403	+ 0,429	+ 0,409	+ 0,334	+ 0,210	+ 0,073
5,0	+ 0,025	+ 0,137	+ 0,245	+ 0,346	+ 0,428	+ 0,477	+ 0,469	+ 0,398	+ 0,259	+ 0,092
6,0	+ 0,018	+ 0,119	+ 0,234	+ 0,344	+ 0,441	+ 0,504	+ 0,514	+ 0,447	+ 0,301	+ 0,112
8,0	— 0,011	+ 0,104	+ 0,218	+ 0,335	+ 0,443	+ 0,534	+ 0,575	+ 0,530	+ 0,381	+ 0,151
10,0	— 0,011	+ 0,098	+ 0,208	+ 0,323	+ 0,437	+ 0,542	+ 0,608	+ 0,589	+ 0,440	+ 0,179
12,0	— 0,005	+ 0,097	+ 0,202	+ 0,312	+ 0,429	+ 0,543	+ 0,628	+ 0,633	+ 0,494	+ 0,211
14,0	— 0,002	+ 0,098	+ 0,200	+ 0,306	+ 0,420	+ 0,539	+ 0,639	+ 0,666	+ 0,541	+ 0,241
16,0	0,000	+ 0,099	+ 0,199	+ 0,304	+ 0,412	+ 0,531	+ 0,641	+ 0,687	+ 0,582	+ 0,265

TABLEAU II

Tension à une profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir à base articulée  
et sommet libre soumis à une charge triangulaire  
 $f_A = \text{coefficient} \times \delta h r$ .

$\frac{h^2}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,474	+ 0,440	+ 0,395	+ 0,352	+ 0,308	+ 0,264	+ 0,215	+ 0,165	+ 0,111	+ 0,057
0,8	+ 0,423	+ 0,402	+ 0,381	+ 0,358	+ 0,330	+ 0,297	+ 0,249	+ 0,202	+ 0,145	+ 0,076
1,2	+ 0,350	+ 0,355	+ 0,361	+ 0,362	+ 0,358	+ 0,343	+ 0,309	+ 0,256	+ 0,186	+ 0,098
1,6	+ 0,271	+ 0,303	+ 0,341	+ 0,369	+ 0,385	+ 0,385	+ 0,362	+ 0,314	+ 0,233	+ 0,124
2,0	+ 0,205	+ 0,260	+ 0,321	+ 0,373	+ 0,411	+ 0,434	+ 0,419	+ 0,369	+ 0,280	+ 0,151
3,0	+ 0,074	+ 0,179	+ 0,281	+ 0,375	+ 0,449	+ 0,506	+ 0,519	+ 0,479	+ 0,375	+ 0,210
4,0	+ 0,017	+ 0,137	+ 0,253	+ 0,367	+ 0,469	+ 0,545	+ 0,579	+ 0,553	+ 0,447	+ 0,256
5,0	— 0,008	+ 0,114	+ 0,235	+ 0,356	+ 0,469	+ 0,562	+ 0,617	+ 0,606	+ 0,503	+ 0,294
6,0	— 0,011	+ 0,103	+ 0,223	+ 0,343	+ 0,463	+ 0,566	+ 0,639	+ 0,643	+ 0,547	+ 0,327
8,0	— 0,015	+ 0,096	+ 0,208	+ 0,324	+ 0,443	+ 0,564	+ 0,661	+ 0,697	+ 0,621	+ 0,386
10,0	— 0,008	+ 0,095	+ 0,200	+ 0,311	+ 0,428	+ 0,552	+ 0,666	+ 0,730	+ 0,678	+ 0,433
12,0	— 0,002	+ 0,097	+ 0,197	+ 0,302	+ 0,417	+ 0,541	+ 0,664	+ 0,750	+ 0,720	+ 0,477
14,0	0,000	+ 0,098	+ 0,197	+ 0,299	+ 0,408	+ 0,531	+ 0,659	+ 0,761	+ 0,752	+ 0,513
16,0	+ 0,002	+ 0,100	+ 0,198	+ 0,299	+ 0,403	+ 0,521	+ 0,650	+ 0,764	+ 0,776	+ 0,543

TABLEAU III

Tension à la profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir encastree  
à la base et libre en tête soumis à une pression rectangulaire  $p$   
 $f_A = \text{coefficient} \times p r$ .

$\frac{h^2}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,582	+ 0,505	+ 0,431	+ 0,353	+ 0,277	+ 0,206	+ 0,145	+ 0,092	+ 0,046	+ 0,013
0,8	+ 1,052	+ 0,921	+ 0,796	+ 0,669	+ 0,542	+ 0,415	+ 0,289	+ 0,179	+ 0,089	+ 0,024
1,2	+ 1,218	+ 1,078	+ 0,946	+ 0,808	+ 0,665	+ 0,519	+ 0,378	+ 0,246	+ 0,127	+ 0,034
1,6	+ 1,257	+ 1,141	+ 1,009	+ 0,881	+ 0,742	+ 0,600	+ 0,449	+ 0,294	+ 0,153	+ 0,045
2,0	+ 1,253	+ 1,144	+ 1,041	+ 0,929	+ 0,806	+ 0,667	+ 0,514	+ 0,345	+ 0,186	+ 0,055
3,0	+ 1,160	+ 1,112	+ 1,061	+ 0,998	+ 0,912	+ 0,796	+ 0,646	+ 0,459	+ 0,258	+ 0,081
4,0	+ 1,085	+ 1,073	+ 1,057	+ 1,029	+ 0,977	+ 0,887	+ 0,746	+ 0,553	+ 0,322	+ 0,105
5,0	+ 1,037	+ 1,044	+ 1,047	+ 1,042	+ 1,015	+ 0,949	+ 0,825	+ 0,629	+ 0,379	+ 0,128
6,0	+ 1,010	+ 1,024	+ 1,038	+ 1,045	+ 1,034	+ 0,986	+ 0,879	+ 0,694	+ 0,430	+ 0,149
8,0	+ 0,989	+ 1,005	+ 1,022	+ 1,036	+ 1,044	+ 1,026	+ 0,953	+ 0,788	+ 0,519	+ 0,189
10,0	+ 0,989	+ 0,998	+ 1,010	+ 1,023	+ 1,039	+ 1,040	+ 0,996	+ 0,859	+ 0,591	+ 0,226
12,0	+ 0,994	+ 0,997	+ 1,003	+ 1,014	+ 1,031	+ 1,043	+ 1,022	+ 0,911	+ 0,652	+ 0,262
14,0	+ 0,997	+ 0,998	+ 1,000	+ 1,007	+ 1,022	+ 1,040	+ 1,035	+ 0,949	+ 0,705	+ 0,294
16,0	+ 1,000	+ 0,999	+ 0,999	+ 1,003	+ 1,015	+ 1,032	+ 1,040	+ 0,975	+ 0,750	+ 0,321



TABLEAU IV

Tension à la profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir articulé à la base  
et libre en tête pour une charge à répartition rectangulaire  $p$   
 $f_A = \text{coefficient} \times p r$ .

$\frac{h^3}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 1,474	+ 1,340	+ 1,195	+ 1,052	+ 0,903	+ 0,764	+ 0,615	+ 0,465	+ 0,311	+ 0,184
0,8	+ 1,423	+ 1,302	+ 1,181	+ 1,058	+ 0,930	+ 0,797	+ 0,649	+ 0,502	+ 0,345	+ 0,166
1,2	+ 1,350	+ 1,255	+ 1,161	+ 1,062	+ 0,958	+ 0,843	+ 0,709	+ 0,556	+ 0,386	+ 0,198
1,6	+ 1,271	+ 1,203	+ 1,141	+ 1,069	+ 0,985	+ 0,885	+ 0,756	+ 0,614	+ 0,433	+ 0,224
2,0	+ 1,205	+ 1,160	+ 1,121	+ 1,073	+ 1,011	+ 0,934	+ 0,819	+ 0,669	+ 0,480	+ 0,251
3,0	+ 1,074	+ 1,079	+ 1,081	+ 1,075	+ 1,049	+ 1,006	+ 0,919	+ 0,779	+ 0,575	+ 0,310
4,0	+ 1,017	+ 1,037	+ 1,053	+ 1,067	+ 1,069	+ 1,045	+ 0,979	+ 0,853	+ 0,647	+ 0,356
5,0	+ 0,992	+ 1,014	+ 1,035	+ 1,056	+ 1,069	+ 1,062	+ 1,017	+ 0,906	+ 0,703	+ 0,394
6,0	+ 0,989	+ 1,003	+ 1,023	+ 1,043	+ 1,063	+ 1,066	+ 1,039	+ 0,943	+ 0,747	+ 0,427
8,0	+ 0,985	+ 0,996	+ 1,008	+ 1,024	+ 1,043	+ 1,064	+ 1,061	+ 0,997	+ 0,821	+ 0,486
10,0	+ 0,992	+ 0,995	+ 1,000	+ 1,011	+ 1,028	+ 1,052	+ 1,066	+ 1,030	+ 0,878	+ 0,533
12,0	+ 0,998	+ 0,997	+ 0,997	+ 1,002	+ 1,017	+ 1,041	+ 1,064	+ 1,050	+ 0,920	+ 0,577
14,0	+ 1,000	+ 0,998	+ 0,997	+ 0,999	+ 1,008	+ 1,031	+ 1,059	+ 1,061	+ 0,952	+ 0,613
16,0	+ 1,002	+ 1,000	+ 0,998	+ 0,999	+ 1,003	+ 1,021	+ 1,050	+ 1,064	+ 0,976	+ 0,643

TABLEAU V

Tension à la profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir encastré à la base  
et libre en tête sous l'action d'un effort horizontal en tête de  $V$  par unité de longueur

$$f_A = \text{coefficient} \times \frac{V r}{h}$$

$\frac{h^3}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	— 1,57	— 1,32	— 1,08	— 0,86	— 0,65	— 0,47	— 0,31	— 0,18	— 0,08	— 0,02
0,8	— 3,09	— 2,58	— 2,04	— 1,57	— 1,15	— 0,80	— 0,51	— 0,28	— 0,13	— 0,03
1,2	— 3,95	— 3,17	— 2,44	— 1,79	— 1,25	— 0,81	— 0,48	— 0,23	— 0,10	— 0,02
1,6	— 4,57	— 3,54	— 2,60	— 1,80	— 1,17	— 0,69	— 0,36	— 0,16	— 0,05	— 0,01
2,0	— 5,12	— 3,83	— 2,68	— 1,74	— 1,02	— 0,52	— 0,21	— 0,05	+ 0,01	+ 0,01
3,0	— 6,32	— 4,37	— 2,70	— 1,43	— 0,58	— 0,02	+ 0,15	+ 0,19	+ 0,13	+ 0,04
4,0	— 7,34	— 4,73	— 2,60	— 1,10	— 0,19	+ 0,26	+ 0,38	+ 0,33	+ 0,19	+ 0,06
5,0	— 8,22	— 4,99	— 2,45	— 0,79	+ 0,11	+ 0,47	+ 0,50	+ 0,37	+ 0,20	+ 0,06
6,0	— 9,02	— 5,17	— 2,27	— 0,50	+ 0,34	+ 0,59	+ 0,53	+ 0,35	+ 0,17	+ 0,01
8,0	— 10,42	— 5,36	— 1,85	— 0,02	+ 0,63	+ 0,66	+ 0,46	+ 0,24	+ 0,09	+ 0,01
10,0	— 11,67	— 5,43	— 1,43	+ 0,36	+ 0,78	+ 0,62	+ 0,33	+ 0,12	+ 0,02	0,00
12,0	— 12,76	— 5,41	— 1,03	+ 0,63	+ 0,83	+ 0,52	+ 0,21	+ 0,04	— 0,02	0,00
14,0	— 13,77	— 5,34	— 0,68	+ 0,80	+ 0,81	+ 0,42	+ 0,13	0,00	— 0,03	— 0,01
16,0	— 14,74	— 5,22	— 0,33	+ 0,96	+ 0,76	+ 0,32	+ 0,05	— 0,04	— 0,05	— 0,02

TABLEAU VI

Tension à la profondeur  $z$  dans un anneau circulaire d'un réservoir articulé à la base  
et libre en tête soumis à un moment  $M$  appliqué à la base

$$f_A = \text{coefficient} \times \frac{M r}{h^2}$$

$\frac{h^3}{ed} \backslash \frac{z}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 2,70	+ 2,50	+ 2,30	+ 2,12	+ 1,91	+ 1,69	+ 1,41	+ 1,13	+ 0,80	+ 0,44
0,8	+ 2,02	+ 2,06	+ 2,10	+ 2,14	+ 2,10	+ 2,02	+ 1,95	+ 1,75	+ 1,39	+ 0,80
1,2	+ 1,06	+ 1,42	+ 1,79	+ 2,03	+ 2,46	+ 2,65	+ 2,80	+ 2,60	+ 2,22	+ 1,37
1,6	+ 0,12	+ 0,79	+ 1,43	+ 2,04	+ 2,72	+ 3,25	+ 3,56	+ 3,59	+ 3,13	+ 2,01
2,0	— 0,68	+ 0,22	+ 1,10	+ 2,02	+ 2,90	+ 3,69	+ 4,30	+ 4,54	+ 4,08	+ 2,75
3,0	— 1,78	— 0,71	+ 0,43	+ 1,60	+ 2,95	+ 4,29	+ 5,66	+ 6,88	+ 6,55	+ 4,73
4,0	— 1,87	— 1,00	— 0,08	+ 1,04	+ 2,47	+ 4,31	+ 6,34	+ 8,19	+ 8,82	+ 6,81
5,0	— 1,54	— 1,03	— 0,42	+ 0,45	+ 1,86	+ 3,93	+ 6,60	+ 9,41	+ 11,03	+ 9,02
6,0	— 1,04	— 0,86	— 0,59	— 0,05	+ 1,21	+ 3,34	+ 6,54	+ 10,28	+ 13,08	+ 11,41
8,0	— 0,24	— 0,53	— 0,73	— 0,67	— 0,02	+ 2,05	+ 5,87	+ 11,32	+ 16,52	+ 16,06
10,0	+ 0,21	— 0,23	— 0,64	— 0,94	— 0,73	+ 0,82	+ 4,79	+ 11,63	+ 19,48	+ 20,87
12,0	+ 0,32	— 0,05	— 0,46	— 0,96	— 1,15	— 0,18	+ 3,52	+ 11,27	+ 21,80	+ 25,73
14,0	+ 0,26	+ 0,04	— 0,28	— 0,76	— 1,29	— 0,87	+ 2,29	+ 10,55	+ 23,50	+ 30,34
16,0	+ 0,22	+ 0,07	— 0,08	— 0,64	— 1,28	— 1,30	+ 1,12	+ 9,67	+ 24,53	+ 34,65

TABLEAU VII

Moments fléchissants à une profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir encastré  
à la base et libre en tête soumis à une charge triangulaire  $\delta$   
Moment = coefficient  $\times \delta h^3$ .

$\frac{h^3}{ed}$ \ $z/h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	+ 0,0005	+ 0,0014	+ 0,0021	+ 0,0007	— 0,0042	— 0,0150	— 0,0302	— 0,0529	— 0,0816	— 0,1205
0,8	+ 0,0011	+ 0,0037	+ 0,0063	+ 0,0080	+ 0,0070	+ 0,0023	— 0,0068	— 0,0224	— 0,0485	— 0,0795
1,2	+ 0,0012	+ 0,0042	+ 0,0077	+ 0,0103	+ 0,0112	+ 0,0090	+ 0,0022	— 0,0108	— 0,0311	— 0,0602
1,6	+ 0,0011	+ 0,0041	+ 0,0075	+ 0,0107	+ 0,0121	+ 0,0111	+ 0,0058	— 0,0051	— 0,0232	— 0,0505
2,0	+ 0,0010	+ 0,0035	+ 0,0068	+ 0,0099	+ 0,0120	+ 0,0118	+ 0,0075	— 0,0021	— 0,0185	— 0,0436
3,0	+ 0,0006	+ 0,0024	+ 0,0047	+ 0,0071	+ 0,0090	+ 0,0097	+ 0,0077	+ 0,0012	— 0,0119	— 0,0333
4,0	+ 0,0003	+ 0,0015	+ 0,0028	+ 0,0047	+ 0,0066	+ 0,0077	+ 0,0069	+ 0,0023	— 0,0080	— 0,0268
5,0	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0029	+ 0,0046	+ 0,0059	+ 0,0059	+ 0,0028	— 0,0058	— 0,0222
6,0	+ 0,0001	+ 0,0003	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0032	+ 0,0046	+ 0,0051	+ 0,0029	— 0,0041	— 0,0187
8,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0028	+ 0,0038	+ 0,0029	— 0,0022	— 0,0146
10,0	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0007	+ 0,0019	+ 0,0029	+ 0,0028	— 0,0012	— 0,0122
12,0	0,0000	— 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0003	+ 0,0013	+ 0,0023	+ 0,0026	— 0,0005	— 0,0104
14,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0023	— 0,0001	— 0,0090
16,0	0,0000	0,0000	— 0,0001	— 0,0002	— 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0013	+ 0,0019	+ 0,0001	— 0,0079

TABLEAU VIII

Moments fléchissants à une profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir encastré  
à la base et libre en tête soumis à une charge à répartition rectangulaire  $p$   
Moment = coefficient  $\times p h^2$ .

$\frac{h^3}{ed}$ \ $z/h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	— 0,0023	— 0,0093	— 0,0227	— 0,0439	— 0,0710	— 0,1018	— 0,1458	— 0,2000	— 0,2593	— 0,3310
0,8	0,0000	— 0,0006	— 0,0025	— 0,0083	— 0,0185	— 0,0362	— 0,0594	— 0,0917	— 0,1325	— 0,1835
1,2	+ 0,0008	+ 0,0026	+ 0,0037	+ 0,0029	— 0,0009	— 0,0089	— 0,0227	— 0,0468	— 0,0815	— 0,1178
1,6	+ 0,0011	+ 0,0036	+ 0,0062	+ 0,0077	+ 0,0068	+ 0,0011	— 0,0093	— 0,0267	— 0,0529	— 0,0876
2,0	+ 0,0010	+ 0,0036	+ 0,0066	+ 0,0088	+ 0,0089	+ 0,0089	— 0,0019	— 0,0167	— 0,0389	— 0,0719
3,0	+ 0,0007	+ 0,0026	+ 0,0051	+ 0,0074	+ 0,0091	+ 0,0083	+ 0,0042	— 0,0053	— 0,0223	— 0,0483
4,0	+ 0,0004	+ 0,0015	+ 0,0033	+ 0,0052	+ 0,0068	+ 0,0075	+ 0,0053	— 0,0013	— 0,0145	— 0,0365
5,0	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0035	+ 0,0051	+ 0,0061	+ 0,0052	+ 0,0007	— 0,0101	— 0,0293
6,0	+ 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0011	+ 0,0022	+ 0,0036	+ 0,0049	+ 0,0048	+ 0,0017	— 0,0073	— 0,0242
8,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0003	+ 0,0008	+ 0,0018	+ 0,0031	+ 0,0038	+ 0,0024	— 0,0040	— 0,0184
10,0	0,0000	— 0,0001	0,0000	+ 0,0002	+ 0,0009	+ 0,0021	+ 0,0030	+ 0,0026	— 0,0022	— 0,0147
12,0	0,0000	0,0000	— 0,0001	0,0000	+ 0,0004	+ 0,0014	+ 0,0024	+ 0,0022	— 0,0012	— 0,0123
14,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,0002	+ 0,0010	+ 0,0018	+ 0,0021	— 0,0007	— 0,0105
16,0	0,0000	0,0000	0,0000	— 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0006	+ 0,0012	+ 0,0020	— 0,0005	— 0,0091

TABLEAU IX

Moments fléchissants à une profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir articulé à la base  
et libre en tête pour une charge trapézoïdale  $p + \delta z$   
Moment = coefficient  $\times (\delta h^3 + p h^2)$ .

$\frac{h^3}{ed}$ \ $z/h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	+ 0,0020	+ 0,0072	+ 0,0181	+ 0,0230	+ 0,0301	+ 0,0348	+ 0,0357	+ 0,0312	+ 0,0197	0
0,8	+ 0,0019	+ 0,0064	+ 0,0133	+ 0,0207	+ 0,0271	+ 0,0319	+ 0,0329	+ 0,0292	+ 0,0187	0
1,2	+ 0,0016	+ 0,0058	+ 0,0111	+ 0,0177	+ 0,0237	+ 0,0280	+ 0,0296	+ 0,0263	+ 0,0171	0
1,6	+ 0,0012	+ 0,0044	+ 0,0091	+ 0,0145	+ 0,0198	+ 0,0236	+ 0,0255	+ 0,0232	+ 0,0155	0
2,0	+ 0,0009	+ 0,0033	+ 0,0073	+ 0,0114	+ 0,0158	+ 0,0199	+ 0,0219	+ 0,0205	+ 0,0145	0
3,0	+ 0,0004	+ 0,0018	+ 0,0040	+ 0,0063	+ 0,0092	+ 0,0127	+ 0,0152	+ 0,0153	+ 0,0111	0
4,0	+ 0,0001	+ 0,0007	+ 0,0016	+ 0,0033	+ 0,0057	+ 0,0083	+ 0,0109	+ 0,0118	+ 0,0092	0
5,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0006	+ 0,0016	+ 0,0034	+ 0,0057	+ 0,0080	+ 0,0094	+ 0,0078	0
6,0	0,0000	0,0000	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0039	+ 0,0062	+ 0,0078	+ 0,0068	0
8,0	0,0000	0,0000	— 0,0002	0,0000	+ 0,0007	+ 0,0020	+ 0,0038	+ 0,0057	+ 0,0054	0
10,0	0,0000	0,0000	— 0,0002	— 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0011	+ 0,0025	+ 0,0043	+ 0,0045	0
12,0	0,0000	0,0000	— 0,0001	— 0,0002	0,0000	+ 0,0005	+ 0,0017	+ 0,0032	+ 0,0039	0
14,0	0,0000	0,0000	— 0,0001	— 0,0001	— 0,0001	0,0000	+ 0,0012	+ 0,0026	+ 0,0033	0
16,0	0,0000	0,0000	0,0000	— 0,0001	— 0,0002	— 0,0004	+ 0,0008	+ 0,0022	+ 0,0029	0



TABLEAU X

Moments fléchissants à la profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir encastré à la base et libre en tête soumis à un effort horizontal en tête,  $V$  par unité de longueur  
Moment = coefficient  $\times V h$ .

$\frac{h^3}{ed} \backslash z/h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	+ 0,093	+ 0,172	+ 0,240	+ 0,300	+ 0,354	+ 0,402	+ 0,448	+ 0,492	+ 0,535	+ 0,578
0,8	+ 0,085	+ 0,145	+ 0,185	+ 0,208	+ 0,220	+ 0,224	+ 0,223	+ 0,219	+ 0,214	+ 0,208
1,2	+ 0,082	+ 0,132	+ 0,167	+ 0,187	+ 0,199	+ 0,195	+ 0,187	+ 0,180	+ 0,174	+ 0,168
1,6	+ 0,079	+ 0,122	+ 0,153	+ 0,173	+ 0,185	+ 0,185	+ 0,181	+ 0,176	+ 0,170	+ 0,164
2,0	+ 0,077	+ 0,115	+ 0,146	+ 0,166	+ 0,178	+ 0,180	+ 0,176	+ 0,171	+ 0,166	+ 0,160
3,0	+ 0,072	+ 0,100	+ 0,130	+ 0,150	+ 0,162	+ 0,164	+ 0,160	+ 0,155	+ 0,150	+ 0,144
4,0	+ 0,068	+ 0,088	+ 0,118	+ 0,138	+ 0,150	+ 0,152	+ 0,148	+ 0,143	+ 0,138	+ 0,132
5,0	+ 0,064	+ 0,078	+ 0,108	+ 0,128	+ 0,140	+ 0,142	+ 0,138	+ 0,133	+ 0,128	+ 0,122
6,0	+ 0,062	+ 0,070	+ 0,096	+ 0,116	+ 0,128	+ 0,130	+ 0,126	+ 0,121	+ 0,116	+ 0,110
8,0	+ 0,057	+ 0,058	+ 0,081	+ 0,101	+ 0,113	+ 0,115	+ 0,111	+ 0,106	+ 0,101	+ 0,095
10,0	+ 0,053	+ 0,049	+ 0,072	+ 0,092	+ 0,104	+ 0,106	+ 0,102	+ 0,097	+ 0,092	+ 0,086
12,0	+ 0,049	+ 0,042	+ 0,065	+ 0,085	+ 0,097	+ 0,099	+ 0,095	+ 0,090	+ 0,085	+ 0,079
14,0	+ 0,046	+ 0,036	+ 0,059	+ 0,079	+ 0,091	+ 0,093	+ 0,089	+ 0,084	+ 0,079	+ 0,073
16,0	+ 0,044	+ 0,031	+ 0,052	+ 0,072	+ 0,084	+ 0,086	+ 0,082	+ 0,077	+ 0,072	+ 0,066

TABLEAU XI

Moments fléchissants à la profondeur  $z$  dans une bande verticale d'un réservoir articulé à la base et libre en tête sous l'action d'un moment appliqué à la base et de valeur  $\mu$   
par unité de longueur de paroi  
 $M$  = coefficient  $\times \mu$ .

$\frac{h^3}{ed} \backslash z/h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,4	+ 0,013	+ 0,051	+ 0,109	+ 0,196	+ 0,296	+ 0,414	+ 0,547	+ 0,692	+ 0,843	+ 1,000
0,8	+ 0,009	+ 0,040	+ 0,090	+ 0,164	+ 0,253	+ 0,375	+ 0,503	+ 0,659	+ 0,824	+ 1,000
1,2	+ 0,006	+ 0,027	+ 0,063	+ 0,125	+ 0,206	+ 0,316	+ 0,454	+ 0,616	+ 0,802	+ 1,000
1,6	+ 0,003	+ 0,011	+ 0,035	+ 0,078	+ 0,152	+ 0,253	+ 0,393	+ 0,570	+ 0,775	+ 1,000
2,0	— 0,002	— 0,002	+ 0,012	+ 0,034	+ 0,096	+ 0,193	+ 0,340	+ 0,519	+ 0,748	+ 1,000
3,0	— 0,007	— 0,022	— 0,030	— 0,029	+ 0,010	+ 0,087	+ 0,227	+ 0,426	+ 0,692	+ 1,000
4,0	— 0,008	— 0,026	— 0,044	— 0,051	— 0,034	+ 0,023	+ 0,150	+ 0,354	+ 0,645	+ 1,000
5,0	— 0,007	— 0,024	— 0,045	— 0,061	— 0,057	— 0,015	+ 0,095	+ 0,296	+ 0,606	+ 1,000
6,0	— 0,005	— 0,018	— 0,040	— 0,058	— 0,065	— 0,037	+ 0,057	+ 0,252	+ 0,572	+ 1,000
8,0	— 0,001	— 0,009	— 0,022	— 0,044	— 0,068	— 0,062	+ 0,002	+ 0,178	+ 0,515	+ 1,000
10,0	0,000	— 0,002	— 0,009	— 0,028	— 0,053	— 0,067	— 0,031	+ 0,123	+ 0,467	+ 1,000
12,0	0,000	0,000	— 0,003	— 0,016	— 0,040	— 0,064	— 0,049	+ 0,081	+ 0,424	+ 1,000
14,0	0,000	0,000	0,000	— 0,008	— 0,029	— 0,059	— 0,060	+ 0,048	+ 0,387	+ 1,000
16,0	0,000	0,000	+ 0,002	— 0,003	— 0,021	— 0,051	— 0,066	+ 0,025	+ 0,354	+ 1,000

TABLEAU XII

Effort tranchant à la base d'une paroi cylindrique  
 $T = \text{coefficient} \times \begin{cases} \delta h^3 & (\text{charge triangulaire}) \\ ph & (\text{charge rectangulaire}) \\ M/h & (\text{moment à la base}) \end{cases}$

$\frac{h^3}{ed}$	Charge à répartition triangulaire Base encastrée	Charge à répartition rectangulaire Base encastrée	Charge triangulaire ou rectangulaire Base articulée	Moment au bord
0,4	+ 0,436	+ 0,755	+ 0,245	— 1,58
0,8	+ 0,374	+ 0,552	+ 0,234	— 1,75
1,2	+ 0,339	+ 0,460	+ 0,220	— 2,00
1,6	+ 0,317	+ 0,407	+ 0,204	— 2,28
2,0	+ 0,299	+ 0,370	+ 0,189	— 2,57
3,00	+ 0,262	+ 0,310	+ 0,158	— 3,18
4,0	+ 0,236	+ 0,271	+ 0,137	— 3,68
5,0	+ 0,213	+ 0,243	+ 0,121	— 4,10
6,0	+ 0,197	+ 0,222	+ 0,110	— 4,49
8,0	+ 0,174	+ 0,193	+ 0,096	— 5,18
10,0	+ 0,158	+ 0,172	+ 0,087	— 5,81
12,0	+ 0,145	+ 0,158	+ 0,079	— 6,38
14,0	+ 0,135	+ 0,147	+ 0,073	— 6,88
16,0	+ 0,127	+ 0,137	+ 0,068	— 7,36

TABLEAU XIII

Raideur d'une paroi cylindrique de réservoir  
à l'extrémité articulée l'autre extrémité étant libre.

$$K = \text{coefficient} \times \frac{Ee^3}{h}$$

$\frac{h^2}{ed}$	Coefficient	$\frac{h^2}{ed}$	Coefficient
0,4	0,139	8	0,713
0,8	0,270	6	0,783
1,2	0,348	8	0,903
1,6	0,399	10	1,010
2,0	0,448	12	1,108
3,0	0,548	14	1,198
4,0	0,635	16	1,281

Raideur d'une plaque circulaire			
$K = 0,104 \frac{Ee^3}{r}$			

TABLEAU XIV

Moments fléchissants radiaux  $M_r$  et tangentiels  $M_t$  dans une plaque circulaire encastree au bord  
et soumise à une charge uniforme  $p$ .

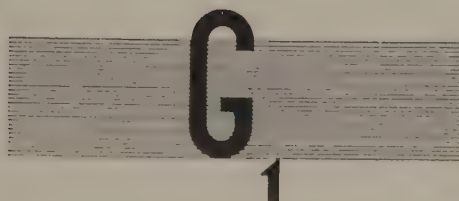
$$M = \text{coefficient} \times pr^2$$

Points	0,00 <sub>r</sub>	0,10 <sub>r</sub>	0,20 <sub>r</sub>	0,30 <sub>r</sub>	0,40 <sub>r</sub>	0,50 <sub>r</sub>	0,60 <sub>r</sub>	0,70 <sub>r</sub>	0,80 <sub>r</sub>	0,90 <sub>r</sub>	1,00 <sub>r</sub>
$M_r$	+ 0,078	+ 0,073	+ 0,067	+ 0,057	+ 0,043	+ 0,028	+ 0,003	— 0,023	— 0,053	— 0,087	— 0,125
$M_t$	+ 0,078	+ 0,074	+ 0,071	+ 0,066	+ 0,059	+ 0,050	+ 0,039	+ 0,026	+ 0,011	— 0,006	— 0,025

(Reproduction interdite)



# VALEUR DU SYMBOLE



Les coefficients d'isolation  $\lambda$ ,  $K_p$ ,  $K_f$  et  $K$ , qui permettent de calculer la puissance d'une installation de chauffage dans une construction donnée et d'obtenir ainsi la température désirée dans chacune des pièces, ont été définis dans la note d'information n° 39.

De nouveaux cahiers des charges mentionnent non plus le coefficient  $K$  mais le coefficient  $G_1$ . Quel rapport existe-t-il donc entre eux ?

Dans une étude qui a eu pour but de préciser certains points des règles générales de construction (décret du 22 octobre 1955), le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment a défini entre autres le coefficient  $G_1$ .

De nombreux entrepreneurs ne semblant pas encore familiarisés avec l'usage de ce symbole, il a semblé utile d'extraire du document général le chapitre qui lui est consacré et de lui donner ainsi une plus grande diffusion.

\*  
\*\*

## I. - PERTES DE CHALEUR Coefficient $G_1$

On appelle coefficient volumétrique de perte de chaleur d'un volume bâti et on désigne par  $G_1$  le quotient par le volume intérieur exprimé en mètres cubes du nombre de grandes calories perdues en 1 h pour 1°C d'écart entre les températures intérieure et extérieure. Il n'est

pas tenu compte dans l'estimation de ce coefficient des calories perdues par le renouvellement de l'air ni des majorations éventuelles pour vents forts, orientation défavorable ou site particulièrement exposé.

Ce coefficient  $G_1$ , exprimé en  $\text{kcal/m}^3/\text{h}/^\circ\text{C}$ , ne doit pas être supérieur aux valeurs du tableau ci-après.

Le coefficient  $G_1$  est calculé en supposant tous les logements à la même température. Des exemples de calcul sont donnés en annexe.

	Catégorie A	Catégorie B	Catégorie C
Petites constructions isolées à rez-de-chaussée de moins de 45 m <sup>2</sup> .	2,0	2,2	2,5
Logements isolés à un ou deux niveaux et logements jumelés à un niveau.	1,9	2,1	2,3
Bandes à un niveau.	1,5	1,7	1,9
Jumelés et bandes de deux et trois niveaux.	1,3	1,4	1,6
Autres immeubles collectifs d'habitation.	0,9	1,1	1,3

En outre, dans les immeubles collectifs, le coefficient  $G_1$  des logements les plus mal exposés (logements d'extrémité des derniers niveaux) ne doit pas dépasser les valeurs fixées au tableau ci-dessus

dans la ligne relative aux logements en bande à un niveau (troisième ligne du tableau). Cette exigence conduit à renforcer l'isolation des toitures et des pignons. A cet égard, il serait bon de s'assurer

que le coefficient de transmission  $K$  de ces parois est inférieur aux valeurs exprimées en  $\text{kcal/m}^2/\text{h}/^\circ\text{C}$  du tableau ci-après :

	Zone A	Zone B	Zone C
1° Murs pignons. Maçonneries lourdes traditionnelles ( $600 \text{ kg/m}^2$ ).	1,5	1,7	1,9
Maçonneries légères nouvelles (de 200 à 350 $\text{kg/m}^2$ ) .....	1,3	1,5	1,5
2° Toitures et terrasses. (ensemble plafond-couverture) .....	1,2	1,2	1,2

## II. - MODE DE CALCUL

Pour le calcul du coefficient  $G_1$ , on adoptera la méthode simplifiée que voici.

On fera la somme des nombres obtenus en multipliant toutes les surfaces des parois extérieures par le coefficient  $K_f$  de transmission (1) applicable à chacune d'elle (dépendant du matériau constitutif) et défini par le Guide Technique de Chauffage, Ventilation et Conditionnement d'air (19, rue Blanche, Paris-IX<sup>e</sup>). On considérera que le plancher bas du rez-de-chaussée est une paroi extérieure.

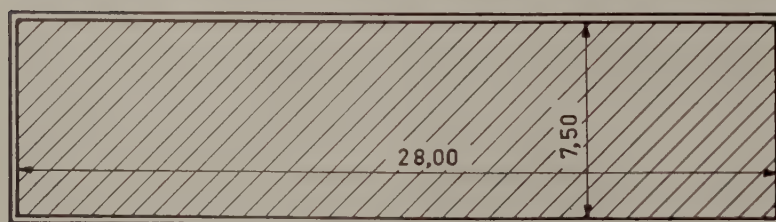
Le coefficient  $G_1$  sera obtenu en divisant cette somme par le volume intérieur du bâtiment défini par une surface de base égale à la surface totale intérieure au sol du bâtiment multipliée par une

hauteur égale à la distance comprise entre le dessus du sol des logements inférieurs et le dessous du plafond des logements supérieurs. Pour l'application, se reporter au premier exemple ci-après.

Dans le cas des logements les plus défavorisés, du fait qu'il est admis que les températures sont égales dans tous les appartements, les déperditions à travers les parois séparant le logement considéré des locaux contigus sont considérées comme nulles et on ne tiendra pas compte du coefficient de déperdition de ces parois. Il ne sera donc fait état que des parois en contact avec l'extérieur.

Ce mode de calcul a été appliqué au logement pignon du dernier niveau (exemple 2 ci-après) et au logement pignon du rez-de-chaussée (exemple 3).

### Exemple I. - CALCUL SIMPLIFIÉ DU COEFFICIENT $G_1$ D'UN IMMEUBLE COLLECTIF

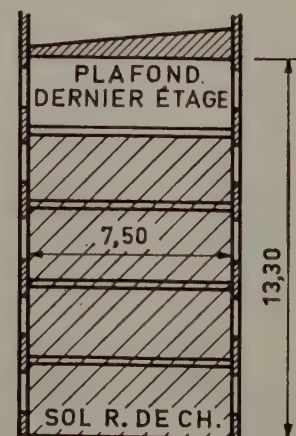


#### Hypothèses :

$K_f$ des murs extérieurs ..	1,2
$K_f$ du plancher bas du rez-de-chaussée ....	1,7
$K_f$ des fenêtres .....	4,5
$K_f$ des portes extérieures.	5,5
$K_f$ de la terrasse (ensemble plafond-toiture)..	1,1

$$S = 210 \text{ m}^2$$

$$V = 210 \times 13,3 = 2793 \text{ m}^3$$



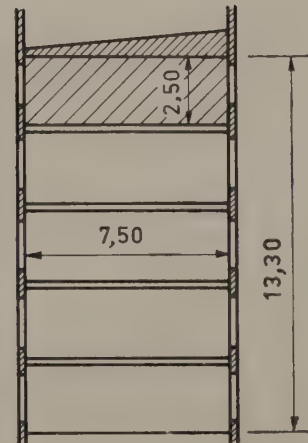
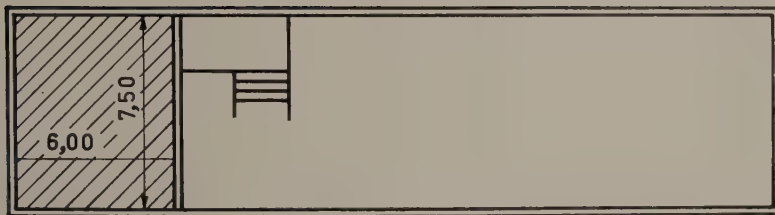
(1) Cf. N.I. n° 39.



Calcul du coefficient volumétrique  $G_1$  en kcal/m<sup>3</sup>/h/°C

Parois	Kf	Surface S m <sup>2</sup>	Kf × S
Plancher bas .....	1,7	210	357
Terrasse (ensemble plafond-toiture) ...	1,1	210	231
Murs extérieurs .....	1,2	670	804
Fenêtres .....	4,5	262	1 179
Portes extérieures .....	5,5	12	66
Total des déperditions des parois.....			2 637 kcal/h/°C

$$G_1 = \frac{2\,637}{2\,793} = 0,95 \text{ kcal/m}^3/\text{h}/^\circ\text{C}$$

Exemple II. - CALCUL DU  $G_1$   
DU LOGEMENT DU DERNIER ETAGE SUR PIGNON

## Hypothèses :

Kf des murs extérieurs .. 1,2  
 Kf des fenêtres ..... 4,5  
 Kf de la terrasse ..... 1,1

$$S = 45 \text{ m}^2$$

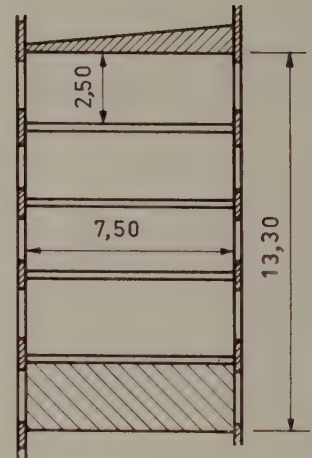
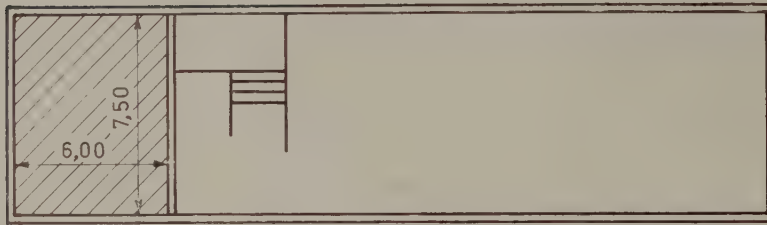
$$V = 45 \times 2,50 = 112,5 \text{ m}^3$$

Calcul du coefficient volumétrique  $G_1$  en kcal/m<sup>3</sup>/h/°C

Parois	Kf	Surface S <sub>1</sub> m <sup>2</sup>	Kf × S
Terrasse (ensemble plafond-toiture) ...	1,1	45	49,5
Murs extérieurs .....	1,2	37,5	45
Fenêtres .....	4,5	11,25	50,5
Total des déperditions des parois.....			145,0 kcal/h/°C

$$G_1 = \frac{145}{112,5} = 1,29 \text{ kcal/m}^3/\text{h}/^\circ\text{C}$$

### Exemple III. - CALCUL DU $G_1$ DU LOGEMENT REZ-DE-CHAUSSEE SUR PIGNON



#### Hypothèses :

$K_f$  des murs extérieurs .. 1,2  
 $K_f$  des fenêtres ..... 4,5  
 $K_f$  du plancher bas du  
 rez-de-chaussée .... 1,7

$$S = 45 \text{ m}^2$$

$$V = 45 \times 2,50 = 112,5 \text{ m}^3$$

#### Calcul du coefficient volumétrique $G_1$ en kcal/m<sup>3</sup>/h/°C

Parois	$K_f$	Surface $S_1$ m <sup>2</sup>	$K_f \times S_1$
Plancher rez-de-chaussée .....	1,7	45	76,5
Murs extérieurs .....	1,2	37,5	45
Fenêtres .....	4,5	11,25	50,5
Total des déperditions des parois.....			172,0 kcal/h/°C

$$G_1 = \frac{172}{112,5} = 1,53 \text{ kcal/m}^3/\text{h}/^\circ\text{C}$$





CETTE NOTE N'A PAS LA PRETENTION D'EXPOSER D'UNE FAÇON COMPLETE LE MECANISME ET LES METHODES D'ETUDES DU TASSEMENT DES SOLS, MAIS DE DONNER AU NON-SPECIALISTE UN APERÇU SUR L'IMPORTANCE ET LES CONSEQUENCES DE CE PHENOMENE.

Des fissures apparaissant sur un bâtiment, il est demandé au Service de Renseignements Techniques par Téléphone d'en rechercher la cause. L'interlocuteur s'attend bien souvent à ce que soit découverte quelque tare mystérieuse des matériaux constituant la construction.

L'explication, dans la plupart des cas, est plus simple. Le sol tasse de façon inégale. Ce phénomène crée des contraintes dans les matériaux qui se rompent.

Des exemples anciens d'incidents dus aux tassements de terrain ne manquent pas. Certains sont célèbres tels l'inclinaison de la Tour de Pise et du Théâtre Royal de la Monnaie à Bruxelles.

Une opinion assez répandue est que les phénomènes de tassements de sols ne sont pas prévisibles, ce qui est inexact. En particulier, quand on a déterminé la force portante d'un sol, il est nécessaire de prévoir l'ordre de grandeur du tassement et de vérifier qu'il ne dépasse pas les tolérances fixées par la structure même de l'ouvrage.

En raison de la complexité des propriétés mécaniques des sols et de l'influence de la stratification, il est évident que les résultats n'atteignent une grande précision que dans des cas exceptionnels.

Un spécialiste arrive cependant toujours à une estimation pratiquement suffisante. Nous allons voir schématiquement par quel processus.

\*  
\*\*

### RAPPEL DE QUELQUES PROPRIETES FONDAMENTALES DES SOLS

Un sol est composé de particules minérales solides dont les dimensions peuvent varier du bloc à la grosse molécule (un millionième de millimètre). Les vides qui subsistent entre ces grains sont occu-

pés à la fois par de l'eau et du gaz (généralement de la vapeur d'eau et de l'air) (fig. 1), et, cela, dans des proportions variables en fonction du degré de saturation du sol en eau.

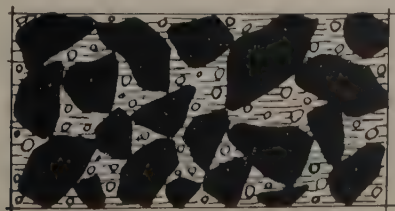


Fig. 1. - Un sol est constitué de grains solides, d'eau et de gaz.

L'importance de ces vides est donnée par le rapport :

$$e = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume des grains}}$$

ou :

$$\frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total} - \text{volume des vides}} = \frac{V_v}{V - V_v}$$

le rapport est appelé « indice des vides ».

Si ce sol est surchargé, il se déforme. Sous l'effet de la force appliquée, les grains solides glissent les uns sur les autres et tendent à occuper les vides dont le volume diminue. L'indice des vides décroît : on dit qu'il y a tassement.

Quel est le mécanisme de ce phénomène ?

Dans un sol relativement sec, c'est-à-dire dont les vides sont occupés en grande partie par de l'air, et composé de sable siliceux de grosse granulométrie, nous pouvons admettre que les efforts se transmettent très vite de grain à grain; un nouvel équilibre s'établit rapidement et le sol est alors consolidé sous les charges extérieures.

Mais dans un sol humide et complexe, comportant notamment des éléments de très faible granulométrie (c'est le cas des argiles), les particules solides doivent, pour combler les vides, en chasser l'eau qui devra s'écouler vers des zones moins chargées. Or, les forces capillaires et d'adsorption freinent cette migration et cela avec d'autant plus d'énergie que la granulométrie est plus fine (la nature chimique des agrégats et des produits en solution intervient également).

La prise en charge par les grains du sol s'effectue elle aussi très lentement et il se peut que le sol n'atteigne sa « consolidation » qu'au bout d'un certain nombre d'années.

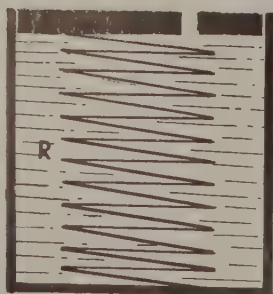
Les conséquences pratiques de ces considérations sont très importantes.

Si, en effet, le tassement d'un sol sableux se termine généralement avec la construction de l'ouvrage qu'il supporte, la consolidation d'un sol argileux peu perméable se poursuit pendant un temps très long qui dépasse largement la période des travaux. Les contraintes dues aux tassements se développent donc lentement et le point critique, à partir duquel apparaîtront les désordres, peut donc n'être atteint qu'après plusieurs années. Il est bon de ne pas l'oublier.

Le croquis ci-contre (fig. 2) explique sommairement le mécanisme de la consolidation. Le ressort R représente la résistance due aux grains du sol, noyés dans l'eau interstitielle, F, la charge.

#### AVANT CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

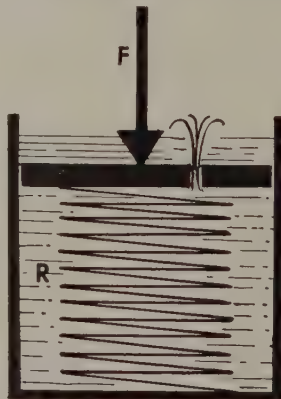
Le système eau-ressort est en équilibre. En particulier, l'eau est immobile.



Le système grains-solides-eau est en équilibre. L'eau remplit les espaces entre grains et est immobile. (On écarte l'hypothèse où il y aurait dans le sol un mouvement d'eau pré-existant.)

#### LE SOL DE FONDATION TASSE

Une charge est appliquée par l'intermédiaire du piston. Le ressort a tendance à se comprimer et le volume à diminuer. Mais il faut, pour cela, que l'eau s'échappe par l'orifice. Suivant la dimension de l'orifice, l'eau s'écoule plus ou moins vite et freine plus ou moins longtemps le tassement en même temps que le ressort.

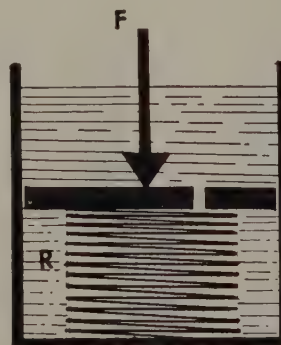


On applique une charge F à la surface du sol. La partie solide du sol a tendance à se comprimer et la charge est pour une grande part supportée par l'eau. Celle-ci s'écoule alors plus ou moins rapidement suivant la dimension des canaux entre grains (perméabilité).

Fig. 2.

#### FIN DU TASSEMENT

Le système eau-ressort est à nouveau en équilibre. L'eau est à nouveau immobile. Le volume V a diminué. Le ressort résiste seul à la charge.



L'ossature solide du sol supporte à nouveau toute la charge. L'eau est redevenue immobile.



## HYPOTHESE SIMPLIFICATRICE POUR LE CALCUL DES TASSEMENTS.

On peut déformer par compression un échantillon de sol comme tout autre matériau de construction en empêchant les déformations latérales ou en les

laissant libres. Dans le premier cas, l'essai qu'on utilise est l'essai à l'œdomètre; dans le second, l'essai triaxial. Pratiquement, le sol étant pris en grande masse, lorsqu'on veut déterminer ses tassements, on admet qu'on peut négliger les déformations transversales; l'essai qui sert de base aux calculs est l'essai à l'œdomètre.

## ESSAI A L'ŒDOMETRE

L'essai est effectué sur un échantillon cylindrique représentatif (1) du milieu, de 7 cm de diamètre et d'environ 2,5 cm d'épaisseur, placé dans un anneau entre deux pierres poreuses. Les charges sont appliquées à l'échantillon par l'intermédiaire d'un piston. L'ensemble est noyé pour assurer la saturation et éviter un tassement par dessiccation (fig. 3).

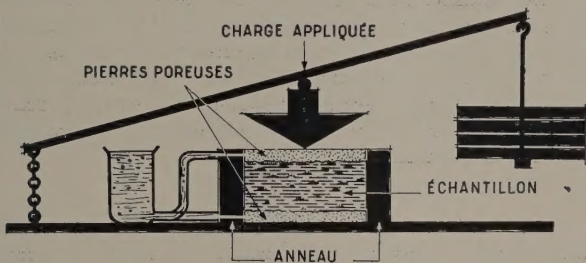


Fig. 3. - Essai à l'œdomètre.

On charge progressivement l'échantillon et l'on mesure les variations de hauteur. De même au déchargement. Les résultats sont portés sur un graphique indiquant la variation de l'indice des vides en fonction des charges. On obtient une courbe de tassement et une courbe de déchargement (fig. 4). Cette dernière n'existe que pour l'argile, le sable ne gonflant pas.

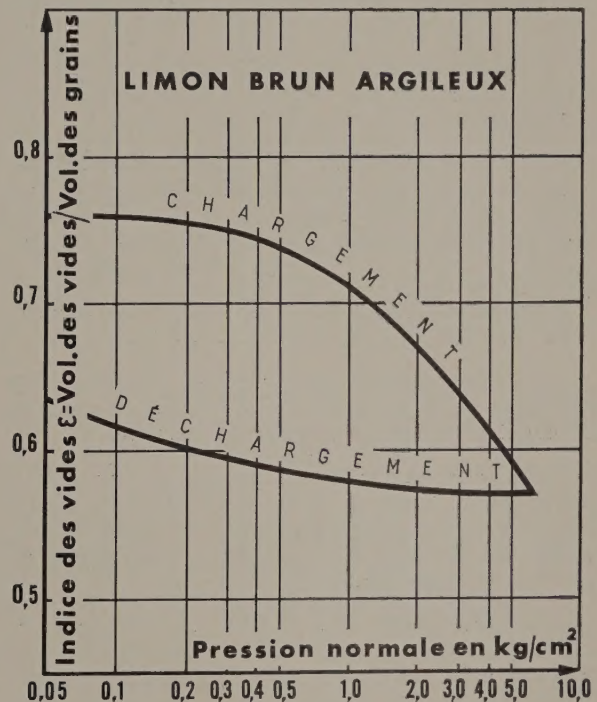


Fig. 4. - Graphique indiquant la variation de l'indice des vides en fonction des charges.

## EXPLOITATION DES RESULTATS

L'essai à l'œdomètre fournissant la valeur de l'indice des vides en fonction des charges appliquées au sol, il est nécessaire de connaître, en chaque point du terrain en place, la pression qui existait sur un élément de surface horizontale avant l'application de la surcharge et celle qui existe après.

Ces pressions se calculent, mais, en faisant intervenir un certain nombre d'hypothèses sur la constitution du sol qu'il convient d'appliquer avec discernement. On conçoit que, lorsque, d'une part, on a calculé en chaque point la pression avant char-

gement et celle qui la remplacera après le chargement, et que, d'autre part, on a déterminé l'indice des vides à l'aide de l'œdomètre pour le sol soumis aux mêmes pressions, l'on puisse évaluer le tassement global.

Il existe des restrictions à ce mode de calcul soit parce que les qualités du sol réel s'éloignent trop de celles du sol idéal sur lequel on est obligé de raisonner pour calculer la répartition des pressions, soit parce qu'on n'a pas pu faire de prélèvements d'échantillon significatif en vue de l'essai à l'œdomètre.

(1) S'il s'agit d'étudier le tassement sous charge des couches naturelles du sol, l'échantillon, pour être représentatif, doit être absolument intact, c'est-à-dire qu'au cours du prélèvement et du transport il ne doit subir ni une déformation ni une modification de sa teneur en eau.



## AUTRES CAUSES DE TASSEMENT

Nous venons d'envisager le cas le plus général où le sol tasse après l'application de surcharges.

La manifestation extérieure au phénomène est l'affaissement de l'ouvrage. Cet affaissement peut être uniforme et provoquer, s'il est exagéré :

1° La rupture des organes assurant la liaison entre l'ouvrage lui-même et les parties de celui-ci non attenantes (canalisations, canaux de restitution, rampes d'accès) non chargées ou chargées différemment.

2° La déformation des surfaces de sol environnantes entraînant des désordres dans les constructions voisines.

3° De plus, l'affaissement peut être irrégulier. On constate alors des désordres dans l'ouvrage lui-même. C'est le cas signalé, au début, de fissures pouvant aller jusqu'à la ruine complète de l'ouvrage.

Ce tassement peut se produire pour d'autres raisons :

a) Le creusement d'une fouille à proximité d'un ouvrage. Dans ce cas, les mouvements dépendent essentiellement de la rigidité du blindage.

b) Un abaissement prolongé de la nappe peut provoquer un tassement des sols dû au fait que ces derniers ne sont plus soumis à la poussée d'Archimède (ne « flottent plus ») et que, par suite, leur densité apparente augmente d'autant.

c) Des vibrations du sol (circulation sur route ou chemin de fer, machine industrielle, battage de pieux) peut faire tasser des sols sableux.

d) Des variations de la teneur en eau du sol par infiltration ou évaporation peuvent donner lieu également à des incidents.

e) Lors d'une étude de sol, on peut avoir à vérifier qu'il ne renferme pas d'eau agressive pour éviter d'employer un béton de fondation qui risque de se dégrader, dégradation qui aurait, en apparence, des conséquences analogues à celles d'un tassement de sol.

\*  
\*\*

Cette énumération donne une idée des facteurs qui peuvent avoir une influence sur le tassement d'un ouvrage. Une longue expérience seule permet de n'en laisser échapper aucun de même que la pratique seule permet d'éviter les erreurs dans l'application, au calcul des tassements, des résultats obtenus à l'œdomètre.

Le spécialiste dispose cependant de moyens suffisants pour concevoir des fondations avec le maximum de sécurité. Encore faut-il faire appel à lui.

C'est une erreur d'étudier, avec soin et à grands frais, la superstructure d'un ouvrage et de négliger l'étude d'un sol de fondation dont dépend la sécurité de l'ensemble. La reprise de fondation en sous-œuvre est en effet le travail le plus coûteux et le plus délicat qui soit; elle s'accompagne d'ailleurs de réparations en superstructure.





## ANNONCES (suite)

### SIXIÈME CONGRÈS DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE DES PONTS ET CHARPENTES

27 Juin — 1<sup>er</sup> Juillet 1960  
Stockholm — Suède

Les réunions du Bureau et du Comité Permanent ainsi que les séances de travail et la séance de clôture se tiendront à la Tekniska Högskolan — École Polytechnique Supérieure Royale — de Stockholm, Teknologgarden, Styffeavägen 16. Seuls les membres de l'A. I. P. C. pourront participer au Congrès.

#### Programme de travail

Première séance : Questions générales. Thème I. Bases du dimensionnement. — Rapporteur général : Prof. dr. F. Stüssi, Zurich.

Deuxième séance : Construction métallique. Thème II. Nouveau développement des moyens d'assemblages dans la construction métallique. — Rapporteur général : Dr. P. Dubas, Vevey.

Troisième séance : Béton armé et béton précontraint. Thème IV. Développements nouveaux dans la construction des ponts. — Rapporteur général : Prof. H. Louis, Liège.

Quatrième séance : Construction métallique. Thème III. Ossature métallique. — Rapporteur général : Prof. Dr. G. Winter, Ithaca, N.Y.

Cinquième séance : Béton armé et béton précontraint. Thème V. Structures composées préfabriquées. — Rapporteur général : Prof. Dr. G. Wästlund, Stockholm.

Sixième séance : Contributions libres sur des développements nouveaux importants — Thème VI. Progrès importants de l'art de l'ingénieur. Constructions mixtes. — Rapporteur général : M. O. A. Kerensky, Londres.

Les membres de l'A. I. P. C. qui ne participent pas au Congrès pourront se procurer la « Publication préliminaire » auprès du Secrétariat à Zurich, dont le prix sera fixé ultérieurement. Une couverture pour la reliure des fascicules sera livrée par le Secrétariat de Zurich au prix de FS 3.

Le « Rapport final » contiendra les contributions présentées lors du Congrès ainsi que les rapports succincts établis par les rapporteurs généraux après le congrès.

Le prix en sera communiqué aux membres dès que possible.

Un symposium concernant le « Calcul et la construction des fondations sur pieux » aura lieu pendant le Congrès. Il sera organisé sous la direction de l'AIPC, mais il s'agit d'une manifestation indépendante.

Les invitations au symposium ont déjà été envoyées aux divers groupes nationaux.

Les questions relatives au symposium sont à adresser au Professeur A. Bergfelt, Chalmers Techniske Hochschule, Gibraltargatan 5 C. Göteborg S/Suède.

### ENTREPRENEURS, subventionnez sans charge nouvelle

#### L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

en lui attribuant une part de la taxe d'apprentissage à laquelle la loi assujettit les Entreprises

Vous aiderez ses travaux et ses différentes activités : enseignement expérimental, conférences, information technique cinématographique, publications, documentation, études et recherches dont le programme est établi chaque année en fonction des besoins professionnels, et bénéficierez ainsi de leur développement.

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut recueillir, au titre des Cadres Supérieurs, de 5 à 30 % de la taxe d'apprentissage suivant la catégorie professionnelle à laquelle appartient l'Entreprise.

Répondez à son appel en lui adressant votre subvention, soit directement : 6, rue Paul-Valéry, Paris, XVI<sup>e</sup> (C.C.P. Paris 1834-66), soit par l'intermédiaire de l'organisme syndical professionnel auquel vous êtes affiliés si celui-ci se charge de la répartition de votre taxe d'apprentissage.

# BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES  
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

#### SOMMAIRE

N° 90  
DÉCEMBRE  
1959

Financement et construction.  
Quoi de neuf?  
Bâtir — actualités.  
VISITE DE CHANTIER  
— L'Hôtel de Sens est sauvé!

#### LES ENQUÊTES PRATIQUES DE « BATIR »

— Bétonnage par temps froid.

#### PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION

— Dégâts dus au gel.  
L'éclairage dans l'architecture.

Piscine au Danemark.  
Tribune Aproba.

#### NOUVEAUTÉS BREVETÉES

Portes et fenêtres basculantes.  
La vie tourmentée de François-  
Joseph Bélanger.  
Sommaire annuel.



# SESSION 1959-1960 DES CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

**MARDI 23 FÉVRIER 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**  
*Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*

sous la présidence de M. A. MAYER, Président du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques.

## **PISTE EN BÉTON PRÉCONTRAIT DE L'AÉRODROME DE BRUXELLES**

par M. A. PADUART, Ingénieur Civil des Constructions, Professeur à l'Université de Bruxelles, Ingénieur-Conseil, Président du Groupement Belge de la Précontrainte.

**JEUDI 25 FÉVRIER 1960, à 20 h 45, 19, rue Blanche**

*Séance organisée par la Société des Ingénieurs Civils de France avec l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et l'Association Française des Ponts et Charpentes*

## **LE PONT DE TANCARVILLE**

par M. M. HUET, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

**MARDI 1<sup>er</sup> MARS 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

*Séance organisée avec la Société des Ingénieurs Soudeurs et l'Association Française des Ponts et Charpentes*

## **CONSTRUCTION, PAR SOUDAGE, DU PONT DU COMMERCE A LIÈGE**

par M. H. LOUIS, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées Belges.

**MARDI 8 MARS 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

*Séance organisée avec l'Association Professionnelle pour l'Accroissement de la Productivité dans le Bâtiment (A.PRO.BA) sous la présidence de M. A. BALENCY-BEARN, Président de l'A.PRO.BA*

Quelques éléments du tableau de bord du chef d'entreprise :

## **LES RATIOS**

par M. V. LOUIS, Ingénieur A. et M. et E. C. P., Ingénieur-Conseil.

**JEUDI 10 ET VENDREDI 11 MARS 1960, 7, rue La Pérouse**

*Quatrième session d'études organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé par l'Association Scientifique de la Précontrainte (réservée aux Membres de cette Association)*

## **CONSTRUCTIONS COMPOSITES**

**PRÉCONTRAINTE PAR PROCÉDÉS N'UTILISANT PAS LES CABLES PRENANT APPUI SUR LE BÉTON DURCI**

**MARDI 15 MARS 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

*Sous la présidence de M. R. L'HERMINIER, Ancien Élève de l'École Polytechnique, Sous-Directeur du Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics*

## **FONDACTIONS SUPERFICIELLES**

par MM. P. HABIB, Ingénieur E.P., Docteur ès Sciences, Chef de la Section Recherches Mécanique du Sol et Y. TCHENG, Docteur ès Sciences, Chef de Section au Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.

**JEUDI 17 MARS 1960, à 17 h 00, 3, rue de Lutèce**

*Séance organisée avec l'Union Nationale des Chambres Syndicales de Charpente, Menuiserie, Parquets*

sous la présidence de M. LAGANNE, Président de l'Institut de Recherches Appliquées au Bois

## **LE BOIS DANS LE BATIMENT**

**UTILISATION DU BOIS ET DE SES DÉRIVÉS DANS L'ISOLATION PHONIQUE ET LA CORRECTION ACOUSTIQUE**

par M. CORDONNIER, Ingénieur acousticien.

## **TECHNIQUE ET CHARPENTE EN BOIS**

**EXPOSÉ DE QUELQUES CAS PRATIQUES DE CONSTRUCTION**

par M. A. de SAINT-FONT, Ingénieur E. C. P.

**MARDI 22 MARS 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

*Séance organisée avec l'Association Française des Ponts et Charpentes*

**NOUVEAU PALAIS DES SPORTS, PORTE DE VERSAILLES  
OSSATURE EN ACIER. DOME GÉODÉSIQUE EN ALLIAGE D'ALUMINIUM**

par M. J. MONGIN, Chef du Service Technique des Anciens Établissements Eiffel.

**MARDI 29 MARS 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

*Séance organisée avec la Société des Ingénieurs Civils de France, l'Association Française des Ponts et Charpentes et la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*

## **LES PYLONES DU PONT DE TANCARVILLE L'ANCRAGE RIVE DROITE DANS LA FALAISE**

par M. N. ESQUILLAN, Directeur Technique des Entreprises Boussiron.

**MARDI 5 AVRIL 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

sous la présidence de M. C. BONNOME, Inspecteur Général, Chef du Service de l'Inspection générale au Ministère de la Construction

## **LE PROBLÈME DES V. R. D. DANS LES NOUVEAUX ENSEMBLES**

par MM. P. KOCH, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, Directeur Technique des Eaux et de l'Assainissement et L. DESVIGNES, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.

**MARDI 12 AVRIL 1960, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse**

sous la présidence de M. COQUAND, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

## **LE PROBLÈME DU CALCUL RATIONNEL DES CHAUSSEES**

par M. J. BONITZER, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Chef de Section au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

## **L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE**

**MERCREDI 9 MARS 1960, à 18 h. précises  
7, rue La Pérouse**

Programme :

**VOIE MARITIME DU SAINT-LAURENT  
ROUTE OUARGLA A HASSI-MESSAOUD**

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.